

Beitrag zum Zugkriechen in gerissenem,  
ultrahochfestem, stahlfaserverstärktem Beton

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Casucci Daniele, M.Sc.

aus Pian di Sco (IT)

Dekan:	Prof. Dr. O. Kornadt
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Jun.-Prof. Dr.-Ing. C. Thiele
Tag der mündlichen Prüfung:	08.02.2018

Kaiserslautern 2018

(D 386)



## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern in den Jahren 2014 bis 2017.

An erster Stelle möchte ich dem Leiter des Fachgebietes und ersten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für die Möglichkeit der Durchführung meiner wissenschaftlichen Tätigkeit und für die umfassende Betreuung dieser Arbeit danken.

Ich danke weiterhin Frau Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele für die Betreuung und die sehr gute Zusammenarbeit in den Jahren 2012 bis 2017 im Bereich „Befestigungstechnik“. Darüber hinaus möchte ich mich bei Ihr für das Vertrauen und die Kontakte zu Unternehmen, sowie für die hierdurch gewonnenen Erfahrungen bedanken.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Die finanzielle Förderung dieser Forschungsarbeit erfolgte im Rahmen des DFG-Graduiertenkollegs 1932 "Stochastic Models for Innovations in the Engineering Sciences". Für die Finanzierung sei an dieser Stelle herzlichst gedankt. Ein Dank gilt ebenso allen Teilnehmerinnen und Teilnehmern des DFG-Graduiertenkollegs und besonders Herrn Prof. Dr. Ralf Korn für die Koordination dieses Graduiertenkollegs. Ebenso dankbar bin ich dem Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik (ITWM) und den beteiligten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für die Computertomographie-Aufnahmen, für das Zurverfügungstellen des Programms *MAVI* (2014) und für die konstruktive Beratung.

Allen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern danke ich für die Hilfe bei der Herstellung der Versuchskörper und bei der Anfertigung der Prüfstände. In diesem Zusammenhang danke ich auch Herrn Andreas Kunz, Herrn Roland Wendling und Herrn Rico Schmidt für die Durchführung experimenteller Untersuchungen im Zuge ihrer jeweiligen Diplomarbeiten, durch die sie einen Beitrag zu meiner Arbeit geleistet haben.

Außerdem möchte ich allen Kolleginnen und Kollegen des Fachgebietes für die fachliche Diskussion, aber auch für die Gespräche und Aktivitäten, die über die Arbeit hinausgingen, herzlich danken.

Ich danke meinen Freunden, meiner Familie und besonders Christin für das Verständnis und die Unterstützung in den letzten zwei Jahren.

Buchs SG, Schweiz, Januar 2018





Daniele Casucci

Beitrag zum Zugkriechen in gerissenem,  
ultrahochfestem, stahlfaserverstärktem Beton



# Inhaltverzeichnis

<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>v</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>vii</b>
<b>Bezeichnungen .....</b>	<b>ix</b>
<b>1 Einführung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Zielsetzung.....	2
1.2 Methodik und Gliederung .....	3
<b>2 Ultrahochfester faserverstärkter Beton (UHPFRC), Eigenschaften und Prüfverfahren.....</b>	<b>5</b>
2.1 Definition und Normung.....	5
2.2 Materialentwicklung, Wirtschaftlichkeit und Anwendungsfelder.....	6
2.3 Zusammensetzung und Bestandteile von UHPC .....	8
2.3.1 Fasern zur Verwendung in Beton.....	9
2.3.2 Besonderheiten im Herstellprozess von UHPFRC .....	12
2.3.3 Behandlung von Bauteilen aus UHPFRC .....	12
2.3.4 Faserausrichtung und Betoniervorgang.....	13
2.4 Festbetoneigenschaften und Materialprüfung.....	13
2.4.1 Biegezugprüfung.....	14
2.4.2 Spaltzugfestigkeit.....	18
2.4.3 Uniaxiale Zugversuche.....	18
2.5 Maßstabeffekt.....	22
2.6 Back Analysis .....	23
<b>3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik .....</b>	<b>27</b>
3.1 Kriechen und Schwinden in Beton .....	27
3.1.1 Physikalische Ursache des Kriechens.....	29
3.1.2 Kriechen, Schwinden und Schwellen bei HPC und UHPC .....	33
3.1.3 Druckkriechen und Schwinden bei faserverstärkten Betonen (FRC)36	
3.2 Kriech- und Schwindmodellierung in Normen und Richtlinien .....	36
3.2.1 Eurocode 2.....	36
3.2.2 AFGC Richtlinie.....	40
3.2.3 SIA Richtlinie 2052.....	41
3.2.4 Tue et al. (2006).....	42
3.2.5 DFG Schwerpunktprogramm 1182 .....	43
3.3 Zugkriechen.....	45

3.3.1	Zugkriechen bei normal- und hochfesten Betonen.....	45
3.3.2	Zugkriechen in ultrahochfestem Beton (im ungerissenen Querschnitt) .....	48
3.3.3	Zugkriechen in stahlfaserverstärktem Beton.....	50
3.4	Biegezugkriechen .....	50
3.5	Zugkriechen im gerissenen Querschnitt für FRC .....	52
3.5.1	Normal- und hochfester Betonen .....	54
3.5.2	HPFRC und UHPFRC.....	62
3.6	Zusammenfassung und Einflussparameter.....	64
<b>4</b>	<b>UHPFRC-Mischung und Versuchsstände .....</b>	<b>65</b>
4.1	Betonrezeptur.....	65
4.1.1	Frischbetoneigenschaften und Bestimmung der Fließmittelmenge..	66
4.1.2	Betonherstellung .....	68
4.1.3	Betoniervorgang und Faserausrichtung.....	68
4.2	Probekörpergeometrie und -herstellung .....	70
4.2.1	Probekörper für Biegezugversuche .....	70
4.2.2	Probekörper für die axiale Zugversuche .....	70
4.2.3	Probekörperherstellung.....	70
4.2.4	Maßstabeffekt.....	72
4.3	Versuchsstände .....	73
4.3.1	Statische Versuche.....	73
4.3.2	Dauerlastprüfstände .....	75
4.3.3	Uniaxialer Zug.....	77
<b>5</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen zum Kriechverhalten von gerissenem UHPFRC.....</b>	<b>83</b>
5.1	Versuchsprogramm.....	83
5.1.1	Biegezugversuche .....	83
5.1.2	Axiale Zugversuche .....	84
5.1.3	Versuchsdauer.....	85
5.2	Referenzversuche.....	86
5.2.1	Biegezugversuche .....	86
5.2.2	Uniaxiale Zugversuche.....	89
5.3	Vorbelastung der Probekörper.....	92
5.3.1	Biegezugversuche .....	92
5.3.2	Uniaxiale Zugversuche.....	94
5.3.3	Erfassung der Rissanzahl.....	96
5.4	Probekörper für die Dauerlastversuche und Belegung der Dauerlastprüfstände.....	99
5.4.1	Biegezugprüfstände.....	99

5.4.2	Uniaxialer Zugprüfstand.....	103
5.5	Dauerlastversuche.....	106
5.5.1	Biegezugversuche .....	106
5.5.2	Zugversuche .....	111
5.6	Versuche zur Resttragfähigkeit.....	118
5.6.1	Biegezugversuche .....	118
5.6.2	Zugversuche .....	119
5.7	Charakterisierung des Druckkriech- und des Schwindverhaltens .....	122
5.7.1	Entwicklung der Betondruckfestigkeit.....	122
5.7.2	Druckkriechprüfstände .....	123
5.7.3	Versuchsprogramm und Durchführung .....	124
5.7.4	Ermittlung der Schwinddehnungen.....	125
5.7.5	V Versuchsergebnisse der Druckkriechversuche.....	127
5.8	Zusammenfassung.....	132
<b>6</b>	<b>Versuchsauswertung.....</b>	<b>134</b>
6.1	Korrelation zwischen Nachrissverhalten und Zugkriechen .....	134
6.1.1	Biegezugversuche .....	135
6.1.2	Zugversuche .....	143
6.2	Dauerstandverhalten von gerissenem UHPFRC.....	146
6.2.1	Dauerstandverhalten von normalfestem Beton.....	146
6.2.2	Dauerstandverhalten von UHPFRC .....	147
6.3	Zusammenfassung.....	149
<b>7</b>	<b>Untersuchungen zum Faserauszugverhalten .....</b>	<b>151</b>
7.1	Stand der Wissenschaft.....	151
7.1.1	Verbund zwischen Faser und Beton.....	152
7.1.2	Faserauszug in HPC und UHPC .....	156
7.1.3	Einfluss der Fasemeigung.....	159
7.2	Eigene Auszugsversuche an einzelnen Fasern .....	162
7.2.1	Versuchsprogramm .....	162
7.2.2	Betonkörperherstellung.....	163
7.2.3	Versuchsvorrichtung und Versuchsdurchführung.....	165
7.2.4	V Versuchsergebnisse.....	165
7.2.5	Zusammenfassung .....	174
7.3	Computertomographie - Grundlagen und Anwendung auf UHPFRC .....	176
7.3.1	Allgemeines, Faseranalyse im Beton.....	176
7.3.2	Computertomographie.....	178
7.4	Experimentelle Untersuchungen und CT-Aufnahmen.....	182
7.4.1	Uniaxiale Zugversuche.....	182
7.4.2	Einfluss der Faserausrichtung .....	185

7.5	Korrelation zwischen Faserausrichtung und Zugfestigkeit .....	187
7.5.1	Faserausrichtung in der Literatur .....	187
7.6	Nachrechnung der uniaxialen Zugversuche.....	189
7.6.1	Annahme und Methode zur Nachrechnung der uniaxialen Zugversuche .....	189
7.6.2	Kraft-Rissöffnungs-Beziehung unter axialer Zugbeanspruchung ...	191
7.7	Zusammenfassung und weitere Entwicklung.....	194
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>195</b>
8.1	Zusammenfassung.....	195
8.2	Ausblick.....	196
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>198</b>
	<b>Lebenslauf.....</b>	<b>217</b>

## Zusammenfassung

Ultrahochfester Beton (UHB oder aus dem Englischen Ultra High Performance Concrete, kurz UHPC) weist eine Druckfestigkeit im Bereich von 150 bis 250 MPa auf. Eine gesteigerte Zugfestigkeit und ein duktileres Verhalten werden durch die Zugabe von Mikrostaahlfasern erzielt (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete, UHPFRC). Der Fasergehalt ist in der Regel höher als bei normalfestem Faserbeton, sodass aufgrund der Fasern ein „Strain-hardening“ Verhalten erreicht werden kann: in einem Biegezugversuch kann die Last nach der Erstrissbildung weiter gesteigert werden bis zur Ausbildung mehrerer feiner Risse. Da der Beitrag der Fasern zum Zugtragverhalten des UHPFRC ein wesentlicher ist, müssen die Bauteile im gerissenen Zustand bemessen werden. Während der statische und dynamische Widerstand bereits umfangreich untersucht wurde, liegen nur wenige Untersuchungen bezüglich des Dauerstandzugverhaltens von gerissenem ultrahochfestem Beton vor. Untersuchungen an normalfestem faserverstärktem Beton haben gezeigt, dass die zeitabhängigen Zugverformungen im gerissenen Zustand größer sind als die in ungerissenem Material.

Um die zu erwartenden Verformungen abschätzen zu können und um das Kriechverhalten des Materials bis zum Versagen zu analysieren, wurde im Rahmen dieser Arbeit ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Über 60 uniaxiale Zug- und Biegezugprobekörper wurden unter Dauerlast über einen Zeitraum von bis zu 15 Monaten beansprucht. Davon wurden 22 Probekörper nach vier Monaten hinsichtlich ihrer Resttragfähigkeit getestet. Die restlichen Probekörper befinden sich für Langzeit-Messungen weiterhin in den Dauerlastprüfständen. Es wurden dabei verschiedene Parameter untersucht: u.a. das Belastungsniveau, Art und Umfang der Nachbehandlung des Betons, das Betonalter zu Beginn der Belastung, der Fasergehalt und die Faserschlankheit. Das Schwinden der unbelasteten Probekörper sowie das Druckkriechen belasteter Probekörper wurden an der verwendeten Mischung gemessen.

Der UHPFRC wies im Allgemeinen ein sehr stabiles Verhalten auf und es zeigte sich keine unkontrollierte Zunahme der Verformungen infolge eines Faserauszugs. Lediglich bei einem Probekörper kam es bei einer Last von 79% der aufgetragenen Last am Ende der Vorbelastung zum Versagen. Der Autor sieht dabei eine ungünstige Faserausrichtung als mögliche Ursache des frühzeitigen Versagens des Probekörpers an, was auf einen bedeutenden Einfluss dieses Parameters auf die Tragfähigkeit schließen lässt. Hinsichtlich der Bemessung von gerissenen UHPFRC-Bauteilen unter Dauerlast wurde ein Vorschlag für die Bemessung der Dauerstandfestigkeit ausgearbeitet.

Darüber hinaus wurden Faserauszugversuche durchgeführt und das Verbund-Schlupfverhalten der verwendeten Fasern ermittelt. Einige Probekörper wurden nach uniaxialen Zugversuchen per Computertomographie gescannt, um den Zusammenhang der Fasern im Versagensquerschnitt zur Zugfestigkeit der Probekörper zu untersuchen. Die untersuchten Probekörper wiesen unterschiedliche Zugfestigkeiten auf. Diese konnten durch die verschiedenen Faseranzahlen im Versagensquerschnitt gut abgebildet werden.





## Abstract

Ultra High Performance Concrete (UHPC) has a compressive strength in the range of 150 to 250 MPa. Increased tensile strength and ductile behavior are achieved by the addition of micro steel fibres (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete, UHPFRC). The fibre content is higher than that of normal-strength fibre concrete, so that a strain-hardening behavior can be achieved: in a bending test, the applied load after the initial cracking can be further increased until several fine cracks open. Since the contribution of the fibres to the tensile behavior is significant, in order to take this into account, UHPFRC must be designed in cracked state. While static and dynamic resistance has been investigated in detail, almost no data are available regarding the creep behavior of cracked UHPFRC. Investigations on cracked normal-strength fibre reinforced concrete showed that the time-dependent tensile deformations in the cracked state are greater than those in non-cracked material.

In order to investigate the creep behavior and to estimate the expected deformations, a comprehensive test program was carried out. Over 60 uniaxial tensile and flexural tensile specimens were subject to a sustained load for up to 15 months. Out of these, 22 specimens were tested after 6 months for their residual capacity, the remaining specimens are still under load for long-term measurements. Different parameters were examined, i.a. the load level, the post-treatment of the concrete, the concrete age at the beginning of the load, the different fibre content and the fibre slenderness. The shrinkage of unloaded specimens and the compressive creep were measured.

The UHPFRC generally exhibited very stable behavior and showed no uncontrolled increase in deformations. Only one specimen failed with a sustained load of 79% of the load at the end of the pre-cracking phase. The author supposes an unfavorable fibre orientation as a possible cause of premature failure of the specimen, which suggests a significant impact of this parameter on the sustained load capacity. Concerning the design of cracked UHPFRC elements under sustained loads, a proposal for the creep strength is presented.

Furthermore, several fibre pullout tests were carried out in order to determine the load-slip behavior of the adopted fibres. Some uniaxial tensile specimens were scanned by computed tomography to investigate the relationship between the fibres in the failure cross-section and the tensile strength of the specimens. The tested specimens showed different tensile strengths, which could be well explained with the different amount of fibres in the failure cross section.



## Bezeichnungen

### Lateinisch (kleine Buchstaben)

$a$	Maße des viereckigen Querschnitts eines Prismas bei der Drei- und Vierpunktbiegezugversuchen
$b$	Basis des Querschnitts eines Balkens
$d_f$	Faserdurchmesser
$f_c$	einaxiale Betondruckfestigkeit
$f_{ct}$	Zugfestigkeit eines Faserbetons
$f_{cm}$	Mittelwert der Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{ct,el}$	Elastizitätsgrenzzugspannung unter Zugbeanspruchung
$f_{ctfl}$	Elastizitätsgrenzzugspannung bei einem Vierpunktbiegezugversuch
$f_{ctf,eq}$	äquivalente Zugfestigkeit bei Balken, mit linearen spannungs-dehnungsverlauf gerechnet
$f_{ctf}^*$	Nachrisszugfestigkeit bei der vereinfachten Back-Analysis
$f_{ct,1D}$	Zugfestigkeit bei eindimensionaler Faserausrichtung
$h_0$	wirksame Bauteildicke
$h_{ef}$	Fasereinbindelänge
$h_{efs}$	die während des Auszugs noch in Beton eingebettet Länge der Faser
$k_\sigma$	Spannungs-Festigkeitsverhältnis
$l_f$	Hohe der Querschnitt
$l_{ef}$	Aktivierte Länge beim Faserauszug
$l_f$	Faserlänge
$n_f$	Anzahl der Fasern in einem Querschnitt
$t$	Zeit (Dauerlastversuche)
$t_0$	Betonalter zu Belastungsbeginn
$s$	Schlupf bei den Faserauszugsversuchen
$w$	Rissbreite

### Lateinisch (große Buchstaben)

$A$	Querschnittsfläche
$C(t, t_0)$	spezifisches Kriechen
$E$	Elastizitätsmodul von Beton
$F_{el}$	Last an der elastischen Grenze
$F_{el,m}$	Mittelwert der Lasten an der elastischen Grenze
$E_f$	Elastizitätsmodul der Faser
$E_m$	Mittlerer Elastizitätsmodul von Beton
$F_{dauer}$	Dauerlast
$F_{max}$	Maximallast während der Vorbelastung bei den Dauerlastversuchen im gerissenen Zustand
$F_{vorb}$	Last am Ende der Vorbelastung
$F_u$	Maximallasten
$F_{u,m}$	Mittelwert der Maximallasten
$F_{u,rechn}$	Maximale gerechnete Last bei der Zugversuche

## Bezeichnungen

---

$F_{u,test}$	Maximallast beim Versuch
$J$	Flächenträgheitsmoment
$J(t, t_0)$	Spezifisches Kriechen
$M$	Biegemoment
$M_c$	Beitrag zum Biegemoment aus der Druckzone
$M_t$	Beitrag zum Biegemoment aus der Zugzone
$N$	Normalkraft
$N_c$	Normalkraft in der Druckzone
$N_t$	Normalkraft in der Zugzone
$N_f$	Faserauszugkraft
$U_f$	Faserumlenkkraft bei schrägen Faserauszugsversuchen
$V$	Volumen der Fasern
$W$	Widerstandsmoment
$X_{Fel}$	Durchbiegung / Ausdehnung an der elastischen Grenze
$X_{Fmax}$	Durchbiegung / Ausdehnung bei Maximallast während der Vorbelastung für die Dauerlastversuche im gerissenen Zustand
$X_{end}$	Durchbiegung / Ausdehnung am Ende der Vorbelastung für die Dauerlastversuche im gerissenen Zustand

### Griechisch (kleine Buchstaben)

$\alpha_{cc}$	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Druckfestigkeit
$\alpha_{cf}$	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Nachrisszugfestigkeit
$\alpha_{ct}$	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Zugfestigkeit
$\alpha_s$	Verhältnis der E-Modul von Bewehrung zu Beton
$\gamma$	CMOD Kriechzahl
$\delta_a$	Faserausziehweg
$\varepsilon$	axiale Dehnung
$\varepsilon_{ca}$	autogene Schwinddehnung
$\varepsilon_{cc}$	gesamte Kriechverformung
$\varepsilon_{cs}$	gesamte Schwindverformung
$\varepsilon_{cd}$	Trocknungsschwinddehnung
$\varepsilon^0$	spannungsunabhängige axiale Dehnung
$\varepsilon_C$	axiale Kriechdehnung
$\varepsilon_E$	unverzögerte elastische Dehnung
$\varepsilon_{fm}$	Mittelwert der axialen Faserdehnung
$\varepsilon_{f,shr}$	Dehnung infolge Schwinden für die Berechnung der aktivierten Faserlänge
$\varepsilon_{cm}$	mittlere axiale Betondehnung
$\varepsilon_S$	axiale Schwinddehnung
$\varepsilon_T$	thermische axiale Dehnung
$\varepsilon_\sigma$	spannungsbedingte axiale Dehnung
$\theta$	Auszugwinkel der Fasern in Bezug auf die Normale zum Riss
$\eta_\varphi$	Faserorientierungsbeiwert in Bezug auf die Richtung $\varphi$
$\rho_f$	Fasergehalt
$\sigma$	axiale Spannung

$\sigma_f$	axiale Zugspannung in der Faser
$\sigma_c$	axiale Spannung in Beton
$\tau_f$	Faserverbundspannung
$\tau_{ba}$	Faserhaftverbundspannung
$\tau_{f,m}$	gemittelte Faserverbundspannung über die Verankerungstiefe
$\varphi$	Kriechzahl
$\varphi_0$	Endkriechzahl
$\varphi_\delta$	Durchbiegung Kriechzahl

### Griechisch (große Buchstaben)

$\Phi$	Stabdurchmesser der Bewehrung
$\chi$	Krümmung
$\chi_m$	Krümmung im ungerissenen Teil des Querschnitts

### Abkürzungen

CMOD	Crack Mouth Opening Displacement; Rissbreite bei gekerbten Probekörper
CT	Computertomographie
FRC	Fibre Reinforced Concrete; faserverstärkter Beton
HPC	High Performance Concrete; Hochleistungsbeton
ITZ	Interfacial Transition Zone; Übergangsfläche Faser-Beton oder Zementstein-Zuschläge
UHPC	Ultra High Performance Concrete; Ultrahochleistungsbeton
UHPFRC	Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete; faserverstärkter Ultrahochleistungsbeton
SBF	Selbstverdichtender Beton
SFRSCC	Steel Fibre Reinforced Self Compacting Concrete; stahlfaserverstärkter, selbstverdichtender Beton
SHCC	Strain-hardening cementitious composite; zementgebundener Verbundwerkstoff



# 1 Einführung

In den letzten Jahren stieg das Interesse von Wissenschaft und Wirtschaft an ultrahochfestem Beton (UHB oder aus dem Englischen Ultra High Performance Concrete, kurz UHPC) stetig. Aufgrund der hervorragenden mechanischen Eigenschaften und dem erhöhten Widerstand gegen Verschleiß und Korrosion ist die Verwendung von UHPC für viele Anwendungen die beste Wahl: Trotz der höheren Materialkosten kann die Verwendung von UHPC im Vergleich zum Normalbeton die wirtschaftlichere und nachhaltigere Variante sein.

Das Material ist eine Weiterentwicklung des normalfesten Betons. Dabei werden alle Bestandteile optimiert, um so eine höchstmögliche Packungsdichte und gleichmäßige Mikrostruktur zu erzielen. Somit können in der Regel Druckfestigkeiten im Bereich von 150 bis 250 MPa erreicht werden. Dies ermöglicht die Ausführung einer besonders schlanken und leichten Bauweise: Weniger Material ist hierbei gleichbedeutend mit weniger Gewicht, was bei Bauweisen mit großer Spannweite erhebliche Vorteile mit sich bringt. UHPC eignet sich ebenfalls für den Einsatz in Verbund- und vorgespannten Bauteilen, bei Instandsetzungen sowie zur Verstärkung bestehender Bauteile.

Nach aktuellem Stand wurden nur in drei Ländern Richtlinien für UHPC verfasst: in Frankreich (*AFGC Recommendations (2013)*), in Japan (*JSCE Recommendations (2006)*) und in der Schweiz (*SIA Richtlinie 2052*). Da in Deutschland bisher hierzu noch keine Norm oder Richtlinie vorliegt, ist für eine Bauweise aus UHPC eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Mit Blick auf die noch ausstehende Normungsarbeit in Deutschland sind zwei maßgebende Literaturstellen zu nennen: Zum einen ist dies der Sachstandsbericht *DAfStb Heft 561* von 2008 und zum anderen sind die Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182, gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG, *Universität Kassel Vol. 22*), beachtenswert.

UHPC verhält sich unter Druckbeanspruchung linear elastisch bis zu einer Last von ca. 80% der Druckfestigkeit. Das Versagen kann als spröde und explosiv beschrieben werden. Unter Zugbeanspruchung verhält sich der Werkstoff ebenfalls linear-elastisch bis zur Erstrissbildung, die Rissöffnung erfolgt dann schlagartig (*DAfStb Heft 561*). Aufgrund des spröden Verhaltens kann die volle Kapazität auf Druck nicht ausgenutzt werden. *Stürwald und Fehling (2012)* verdeutlichen in ihrer Arbeit das spröde Versagen von Balken ohne Stahlfasern unter Biegebeanspruchung. Dabei kam es zum Abplatzen der Betonüberdeckung oder zum Zerschlagen der Druckzone.

Ein duktileres Verhalten und die Verbesserung der Zugfestigkeit können durch die Zugabe von Fasern erreicht werden (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete UHPFRC). In der Literatur werden Faserprozentsätze zwischen 1,5 und 3,0 Vol.-% (*DAfStb Heft 561*) empfohlen. Diese sind in der Regel höher als bei normalfestem Stahlfaserbeton, sodass es zu einem sogenannten Strain-hardening Verhalten des Werkstoffes kommt. Das bedeutet, dass der Fasergehalt und die Faserwirksamkeit ausreichend sind, um nach dem ersten Riss eine weitere Steigerung der Zugkraft zu ermöglichen, bis die Betonmatrix an verschiedenen Stellen versagt und es zur Ausbildung mehrerer feiner Risse kommt. Bei Strain-softening Faserbetonen ist die Faseranzahl nicht ausreichend, um eine höhere Zugfestigkeit als

die der Betonmatrix zu erzeugen, es bildet sich zudem nur ein Riss aus. Eine schematische Darstellung der zwei Verhaltensweisen zeigt Abb. 1.1.

Untersuchungen an normalfestem, faserverstärktem Beton haben gezeigt, dass die zeitabhängigen Zugverformungen im gerissenen Zustand größer sind als die in ungerissenem Material. Das Zugkriechen im gerissenen Querschnitt hängt von vielen Faktoren ab, wie z. B. dem Material der Fasern, dem Belastungsniveau, der Betonzusammensetzung usw. Einschlägige Grundlagen zu dieser Thematik können in *Kusterle (2015)* und *RILEM TC 261-CCF v.14 (2016)* nachgelesen werden. Während für die statischen mechanischen Eigenschaften und für das Ermüdungsverhalten bereits mehrere Untersuchungen durchgeführt wurden, mangelt es an Analysen zum zeitabhängigen Verhalten von UHPFRC.

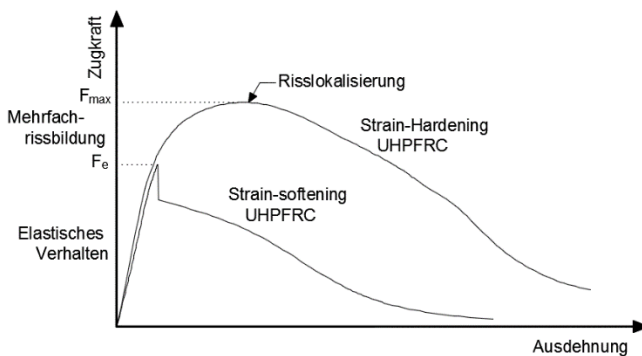


Abb. 1.1: Strain-hardening vs. Strain-softening Verhalten von UHPFRC (eigene Darstellung auf Basis der Definition aus *AFGC Recommendations (2013)*)

### 1.1 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es, vertiefte Kenntnisse über das zeitabhängige Zugtragverhalten von gerissenem UHPFRC mit Mikrostaalfasern zu erlangen. Die Art der untersuchten Fasern und deren Eigenschaften werden in Abschnitt 2.3.1 erläutert.

Es soll die Frage beantwortet werden, ob der Werkstoff UHPFRC ohne Einbau von schlaffer oder vorgespannter Bewehrung einer Dauerbelastung im gerissenen Zustand standhalten kann. Das bedeutet, dass die Mikrofasern, welche die Risse überbrücken, die Lasten von einem Rissufer zum anderen für die Lebensdauer des Bauwerks übertragen müssen. Die Voraussetzung hierfür, dass die Fasern nicht aus dem Faserkanal ausgezogen werden. Die Höhe der Zugspannung spielt dabei eine entscheidende Rolle. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob bei der Bemessung das Zugspannungsniveau begrenzt werden sollte, um die Dauerstandfestigkeit gewährleisten zu können.

Zudem soll untersucht werden, in welchem Umfang es bei UHPFRC zu einer Zunahme der Zugverformungen in Zusammenhang mit Rissen kommt. Die Ursachen der Verformungszunahme sollen geklärt werden und eine praktische Methode zur Abschätzung der Verformungen infolge Dauerlasten soll entwickelt werden.



Darüber hinaus soll der Einfluss von Mikrofasern auf das Nachrissverhalten von UHPFRC untersucht werden. Ziel ist es, die mechanischen Eigenschaften des Materials im gerissenen Zustand vorhersagen zu können und die Streuung bei den durchgeführten statischen Versuchen zu begründen. Dazu sollen per Computertomographie Daten gewonnen werden, die Aussagen über die Faserorientierung und -verteilung in Probekörpern liefern. Diese Daten bilden die Basis zur Überprüfung und Kalibrierung eines Modells zur Vorhersage der mechanischen Eigenschaften auf Basis numerisch erzeugter Daten.

Die vorliegende Arbeit soll im Rahmen des DFG Graduiertenkollegs die experimentelle Grundlage zur Erstellung mathematischer Modelle bilden, die Simulationen zur Zuverlässigkeit von UHPFRC mit variablen Werten für die Parameter der Fasern, des Betons und des Produktionsprozesses ermöglichen sollen. In einem ersten Schritt der statistischen Analyse von UHPC-Daten wurden die Lage und Ausrichtung der einzelnen Fasern mit Hilfe von Mikrocomputertomographie ( $\mu$ CTs) anhand einiger UHPC-Probekörper bestimmt. Dies erfolgte mit der *MAVI (2014)*-Software des Fraunhofer-Instituts ITWM. Unter Verwendung dieser Daten konnte eine neu entwickelte Methode zur automatischen Abschätzung lokaler Faserintensitäten und Inhomogenitäten der Faserdichte in einer der drei Koordinatenrichtungen nachgewiesen werden (Lo (2017)).

## 1.2 Methodik und Gliederung

Im ersten Kapitel gibt die Einführung eine Übersicht zur Forschungsfragestellung sowie zur Zielsetzung und der Gliederung dieser Arbeit.

In Kapitel 2, nach einer Einführung zu den Eigenschaften von UHPFRC, werden die Materialprüfverfahren und Materialeigenschaften erläutert.

Kapitel 3 behandelt die zeitabhängigen Verformungen in Beton. Hier wird der Stand der Wissenschaft zum Schwinden, zum Druck- und Zugkriechen in UHPC und zum Zugkriechen im gerissenen Querschnitt in normalfestem Beton aufgeführt.

In Kapitel 4 wird die verwendete Betonmischung beschrieben und die Betonherstellung, die Geometrie der Probekörper und die Versuchseinrichtung für die statischen sowie für die Dauerlastversuche werden erläutert.

Es folgt in Kapitel 5 die Beschreibung der im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit durchgeführten Versuche zum Zugkriechen im gerissenen UHPFRC. Obwohl bisher noch kein Standardverfahren existiert, lassen sich dennoch im Allgemeinen aus der Literatur drei Phasen zum Testen der Probekörper ableiten: Im ersten Schritt werden die Probekörper in einer Prüfmaschine bis zu einer festgelegten Dehnung oder Durchbiegung vorbelastet. Daraufhin werden sie in einen Dauerlastprüfstand eingebaut und für eine definierte Zeit unter Dauerlast beansprucht. In einem letzten Schritt werden die Probekörper zur Bestimmung der Resttragfähigkeit bis zum Versagen getestet. Es werden die Ergebnisse der statischen Referenzversuche, der Probekörpervorbelastung, der Dauerlast und der Resttragfähigkeitsversuche vorgestellt. Um die zu erwartenden Verformungen und um das Kriechverhalten des Materials bis zum Versagen abschätzen zu können, wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Über 60 uniaxiale Zug- und

Biegezugprobekörper wurden belastet, wovon 22 nach 6 Monaten für die Resttragfähigkeit getestet wurden. Die restlichen Probekörper blieben für Langzeit-Messungen in den Dauerlastprüfständen eingebaut. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden einige Versuche zur Charakterisierung des Schwindens und Druckkriechens mit der eigenen Betonmischung durchgeführt, um den Einfluss der Druckzone bei Biegebalken vollständig zu berücksichtigen.

In Kapitel 6 werden die Versuchsergebnisse ausgewertet und die verschiedenen Einflussparameter analysiert. Es wird ein ingenieurmäßiges Modell entwickelt, um das Zugkriechen im gerissenen Zustand -sowohl bei der uniaxialen Zugbeanspruchung als auch bei den Biegedehnungen - bei der Verformungsberechnung berücksichtigen zu können.

Kapitel 7 behandelt das Faserauszugverhalten. Zu Beginn wird eine ausführliche Literaturübersicht zur dieser Thematik gegeben. Darauf folgend wird das Versuchsprogramm der vorliegenden Forschungsarbeit vorgestellt. Es wurden verschiedene einzelne Fasern ausgezogen, um das Faserauszugverhalten zu untersuchen und zu charakterisieren. Hierbei wurden u. a. verschiedene Fasereinbindetiefen, Faserneigungen und -durchmesser untersucht. Ziel dieser Versuche war es, das Auszugsverhalten jeder einzelnen Faser in einem Querschnitt einschätzen zu können. Darüber hinaus wurden dreizehn uniaxiale Zugversuche durchgeführt. Die Probekörper wurden zusätzlich nach der Versuchsdurchführung per Computertomographie gescannt, um die tatsächliche Faseranzahl und deren Ausrichtung im Versagensquerschnitt zu ermitteln. Der Korrelation zwischen dem Zugtragverhalten von Beton und der einzelnen Fasern wurde untersucht.

Abschließend werden die wesentlichen Ergebnisse in Kapitel 8 zusammengefasst und im Ausblick Empfehlungen für zukünftige Forschungsarbeiten zu dieser Thematik formuliert.

## 2      **Ultrahochfester faserverstärkter Beton (UHPFRC), Eigenschaften und Prüfverfahren**

Ultrahochfester Beton (engl. Ultra High Performance Concrete, kurz UHPC) ist eine Weiterentwicklung des Materials Beton. Das Prinzip der Zusammensetzung bleibt dabei gleich: Zementbinder, Wasser und Zuschläge. Allerdings wurde diese zur Verbesserung der Mikrostruktur und der Leistungsfähigkeit des Materials optimiert, was über eine Reduktion des Wasserzementwertes, einer Erhöhung der Dichte der Mikrostruktur, über das Ausschließen von groben Zuschlägen und einer Entwicklung besonderer Nachbehandlungen erzielt werden kann.

Zu den Eigenschaften von UHPC zählen neben der erhöhten Festigkeit, aufgrund der niedrigeren Porosität, die hohe Dauerhaftigkeit sowie der hohe Widerstand gegen Korrosion, Abrasion, chemische sowie Frost-Tau-Einwirkungen.

### 2.1      **Definition und Normung**

Zur Definition dieses Materials wird oft auf die Druckfestigkeit verwiesen. Nach *DAfStb Heft 561* werden Betone als UHPC definiert, deren Druckfestigkeit oberhalb der höchsten Druckfestigkeitsklasse C100/115 nach *DIN EN 206:2013* liegt. In der *AFGC Recommendations (2013)* werden als ultrahochfest solche faserverstärkten Betone bezeichnet, deren charakteristische Druckfestigkeit im Bereich zwischen 150 und 250 MPa liegt. Weiterhin soll UHPFRC, im Gegensatz zum hochfesten Beton (engl. High Performance Concrete, kurz HPC), durch die Zugabe von Fasern ein duktileres Versagen und eine dichte Mikrostruktur ohne Kapillarporen, eine gesteigerte Dauerhaftigkeit und eine Zugfestigkeit im Zustand I von mehr als 7 MPa aufweisen.

Die schweizerische Richtlinie *SIA Richtlinie 2052* gibt bei der Definition von UHPFRC eine Untergrenze der Druckfestigkeit an, die bei einem charakteristischen Wert von 120 MPa liegt.

Hinsichtlich der Normung zu UHPFRC gibt es bisher nur eine geringe Anzahl an Richtlinien: In Frankreich entstand bereits 2002 eine erste Vorläuferversion der *AFGC Recommendations (2013)* für UHPFRC. In Japan wurde 2004 die Richtlinie der Japan Society of Civil Engineers (*JSCE Recommendations (2006)*, Guidelines for Concrete No. 9, 2006.) veröffentlicht. Diese bezieht sich allerdings ausschließlich auf eine Referenzmischung mit einem Fasergehalt von 2%. Darauf folgend wurde im Jahr 2016 das Merkblatt des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) für Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) *SIA Richtlinie 2052* veröffentlicht. In Deutschland existiert nach aktuellem Stand und trotz dem umfangreichen DFG-Schwerpunktprogramm SPP1182 noch keine Richtlinie für UHPFRC. Mit Blick auf die Anwendung des Materials stellen die fehlenden Richtlinien ein Hindernis dar, da für jede Anwendung im bauaufsichtlichen Bereich eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist (*DAfStb Heft 561*). In Deutschland ist aktuell eine Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für UHPFRC in der Endphase der Bearbeitung.

## **2.2 Materialentwicklung, Wirtschaftlichkeit und Anwendungsfelder**

Die erste Entwicklung in Richtung UHPC begann bereits in den sechziger Jahren mit dem sogenannten „Reactive Powder Concrete“ (RPC). Die besonderen Eigenschaften des Werkstoffes wurden durch die optimierte Auswahl von groben und feinen Zuschlägen bis zu den Feinstoffen bei höchstmöglicher Packungsdichte der Mikrostruktur erzielt. Dabei kam den Silika eine wichtige Rolle aufgrund der hydraulischen Reaktionsfähigkeit und der kleinen Partikeldurchmesser zu. Weiterhin ermöglichten die zu Beginn der neunziger Jahre entwickelten Polycarboxylate (PCE) Fließmittel aufgrund ihres hohen Wirkungsgrades eine deutliche Reduzierung des Wasserzementwertes (*DAfStb Heft 561*).

In den neunziger Jahren erschienen die ersten gebrauchsfertigen HPC- und UHPC-Mischungen, denen nur Wasser, Fließmittel und eventuell Zuschläge hinzugefügt werden mussten, auf dem Markt. Der feinkörnige Ductal® der Firma Lafarge ist eines der ersten Fertigprodukte und das Produkt mit dem bisher größten Markterfolg, auf das auch häufig in der Fachliteratur Bezug genommen wird. Weitere Produkte sind beispielsweise der BSI (Béton Spécial Industriel) der Firma Effiage, der zum Bau der Brücke Bourg-Les-Valence, der ersten UHPC-Brücke in Frankreich, verwendet wurde. Weiterhin sind verschiedene UHPC-Mischungen der dänischen Firma DENSIT (*DAfStb Heft 561*) oder der Compound NANODUR der Firma Dyckerhoff verfügbar. Letzterer kann mit grobkörnigem Edelsplint von bis zu 8 mm Größtkorn verarbeitet werden (*Dyckerhoff GmbH, 2018*).

Die Kosten von UHPFC liegen nach Angabe von *DAfStb Heft 561* im Bereich von ca. 600 € pro Kubikmeter, wovon ca. zwei Drittel auf die Fasern (bei einem Fasergehalt von 2 Vol.-%) entfallen. Fertigmischungen wie z. B. der BPR der Firma Bouygues weisen ein höheres Preisniveau auf. Nach Angaben des Herstellers liegt der Preis pro Kubikmeter zwischen 900 und 1.300 €. Im Vergleich muss für einen Kubikmeter normalfesten Betons mit Kosten zwischen 60 bis 160 € kalkuliert werden (*DAfStb Heft 561*). *López et al. (2016)* bezifferten die Materialkosten für die in den Versuchen verwendeten UHPFRC-Mischung mit ca. 1.200 €/m<sup>3</sup>. Die Kosten für den in diesem Forschungsvorhaben verwendeten UHPFRC hätten sich ohne Berücksichtigung von Materialspenden im Durchschnitt auf ca. 1.000 €/m<sup>3</sup> belaufen. Dieser Wert bezieht sich auf die „Listenpreise“ der einzelnen Komponenten für kleine Mengen.

Trotz der im Allgemeinen hohen Materialkosten kann die Verwendung von UHPFRC im Ergebnis dennoch eine wirtschaftliche Variante sein. Neben den kleineren Mengen an Beton, die für ein Bauteil benötigt werden, ermöglichen die Materialeigenschaften des UHPFRCs auch eine Reduktion der schlaffen Bewehrung oder in einigen Fällen sogar den völligen Verzicht auf sie. Somit kann auch eine Einsparung der Arbeitskosten für das Einlegen der Bewehrung generiert werden (*DAfStb Heft 561*).

*Schnedler (2002)* rechnete eine bestehende Brücke (Kylltalbrücke, Deutschland) in einer UHPFRC-Variante nach. Nach Angabe des Autors würden sich die Kosten zur Herstellung der Bögen und Stützen der Brücke für diese Variante gegenüber den tatsächlichen Kosten um ca. 46% reduzieren. Nach *López et al. (2016)* war die

kostengünstigste Variante zur Herstellung einer Fußgängerbrücke über die V-21 Autobahn in Valencia (Spanien) eine Ausführung in UHPFRC.

UHPFRC wird hauptsächlich für Bauteile eingesetzt, bei denen das Eigengewicht eine wichtige Rolle spielt: Durch die hervorragenden mechanischen Eigenschaften des Werkstoffs und die Materialeinsparung, welche durch die Verwendung von UHPFRC vorgenommen werden kann, wird das Gesamtgewicht der Konstruktion reduziert. Vor allem im Brückenbau wirkt sich dies besonders vorteilhaft aus:

Die in Abb. 2.1 links dargestellte Brücke ist die im Jahr 1997 erbaute Sherbrooke Fußgängerbrücke in Kanada, die erste Brücke, die aus RPC gefertigt wurde. Es wurde keine schlaffe Bewehrung verwendet, der Untergurt wurde vorgespannt ausgeführt und die Diagonalstreben wurden mit Edelstahl ummantelt (*Blais und Couture (1999)*). Drei Jahre danach wurde die erste Straßenbrücke in Bourg-lès-Valence aus UHPFRC erstellt (*Hajar et al. (2003)*). Durch die Verwendung von UHPFRC konnte eine Einsparung der Betonkubatur von zwei Drittel ermöglicht werden. Zudem konnte die Stahlmenge für die schlaffe Bewehrung von ca. 39 Tonnen auf ca. 32 Tonnen inklusive Fasern sowie die erforderliche Menge an Spannstahl von ca. 17,4 Tonnen auf ca. 6 Tonnen reduziert werden (*Thibaux und Tanner (2002)*). Im Jahr 2003 wurde in Seoul die Seonyudo Fußgängerbrücke mit einem Bogen aus UHPC und einer Spannweite von 130 m fertiggestellt (Abb. 2.1 rechts, *DAfStb Heft 561*). Seit 2004 wurden in Deutschland sechs monolithische Brücken in UHPC gebaut, die sogenannte Kasseler „Brückenfamilie“ (*Schmidt et al. (2006)*) sowie die 132 m lange Gärtnerplatzbrücke, eine Fußgängerbrücke aus Stahl und UHPC über die Fulda (*DAfStb Heft 561*).

Aber auch bei Deckenelementen im Hochbau mit großer Spannweite oder bei Bauwerken mit einer möglichen Erdbebenbeanspruchung kann die Verwendung von UHPFRC vorteilhaft sein (*DAfStb Heft 561*). Seismische Einwirkungen verhalten sich proportional zur Masse, weshalb im Ergebnis auf leichte Strukturen eine geringere Belastung einwirkt als auf Konstruktionen mit einem höheren Eigengewicht.

Die hohe Druckfestigkeit und Steifigkeit des UHPFRCs wird bei vorgespannten Bauteilen oder Verbundbauteilen am besten ausgenutzt. Aufgrund der hohen Korrosions- und Abrasionsbeständigkeit des Werkstoffes UHPFRC eignet sich dieser sehr gut für den Einsatz in Umgebungen mit einem starken chemischen Angriff wie beispielsweise im maritimen Bereich, in Industrieanlagen, bei Rohrleitungen und Masten, bei stark belasteten Fußböden oder auch in Kühltürmen. Dünne Schichten aus UHPFRC sind oft auch eine gute Lösung bei Instandsetzungen oder Verstärkungen (*DAfStb Heft 561*).

Mit UHPFRC können schlanke und sehr dünne Bauteile einfach hergestellt werden. Eine freie Formbarkeit ist gegeben. Daher eignet sich UHPFRC u. a. auch für Fassaden, Lärmschutzwände sowie besondere architektonische Elemente, Formen und Konstruktionen. Abb. 2.2 zeigt zwei Beispiele solcher Anwendungen.

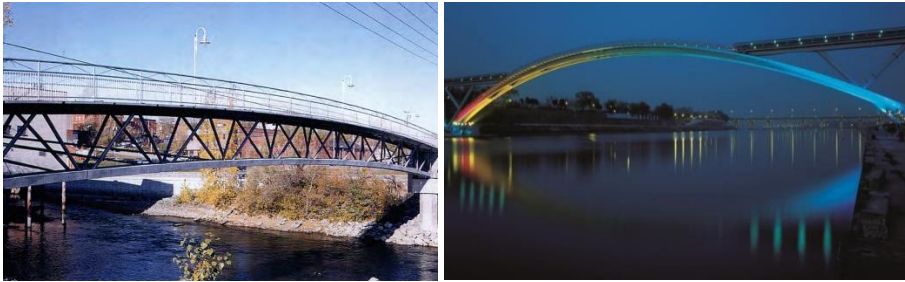


Abb. 2.1: Links: Erste in UHPFRC ausgeführte Brücke (Sherbrooke, Kanada, *Blais und Couture (1999)*); rechts: Seonyudo Fußgängerbrücke in Seoul (*Russell und Graybeal (June 2013)*)

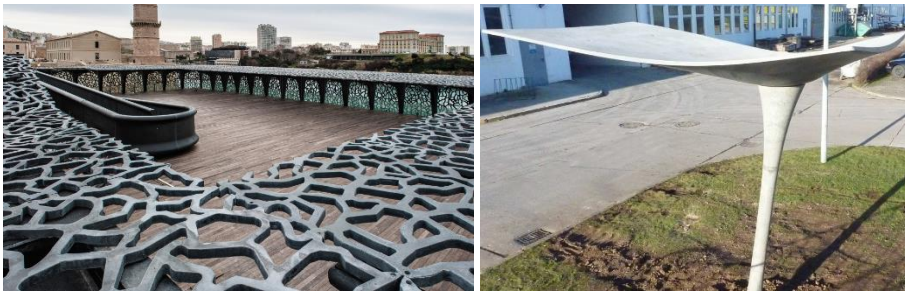


Abb. 2.2: Links: Museum Mucem in Marseille (*Beton.orgn (2018)*); rechts: Dachschaale aus DUCON ® (*DUCON Europe GmbH & Co. KG (21.12.2017)*)

Die meisten Bauwerke bestehen aus Fertigteilen, die in situ montiert werden. Die einzelnen Fertigteile werden dabei entweder mittels geeigneter Systeme über Vorspannung verbunden oder verklebt. Ein Beispiel hierfür ist das Brückendeck der Gärtnerplatzbrücke über die Fulda (*Resplendino (2012)*). In seltenen Fällen wird UHPFRC in situ betoniert. Ein Beispiel hierfür sind die Segmente der Fußgängerbrücke über die Elbe in Celakovice (Tschechische Republik, *Kalny et al. (2014)*).

### 2.3 Zusammensetzung und Bestandteile von UHPC

Bei der Herstellung von UHPC-Mischungen ist das Ziel, eine größtmögliche Packungsdichte zum Zementstein zu erzeugen. Dies erfolgt durch eine gewissenhafte Auswahl der einzelnen Bestandteile und deren Menge sowie Granulometrie. Beispielsweise finden sich in *Bornemann et al. (2001)*, *DAfStb Heft 561, Universität Kassel Vol. 22*, *Graybeal (2005)*, *Naaman und Wille (2012)*, umfangreiche Literaturrecherchen zu der Zusammensetzung einer UHPFRC-Mischung. Gemeinsame Merkmale unterschiedlicher Mischungen werden unten zusammengefasst.

Im Folgenden werden die verschiedenen Betonbestandteile aufgelistet. Die Zuschläge werden hinsichtlich des Größtkorndurchmessers bei UHPC in fein- und grobkörnige Zuschläge unterschieden, je nachdem, ob diese in ihrem Durchmesser kleiner gleich oder größer als 1 mm sind. Um eine größtmögliche Gleichmäßigkeit der

Betonmikrostruktur zu erzeugen, wird oftmals auf den Einsatz von groben Gesteinskörnungen verzichtet. Der Sand besitzt in der Regel einen Korndurchmesser im Bereich von 150 bis 600  $\mu\text{m}$ . Die Zementteilchen (wie z. B. die Silikate  $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$  usw.) weisen eine durchschnittliche Größe von 10-15  $\mu\text{m}$  auf. In etwa eine Größenordnung kleiner (1,5-5  $\mu\text{m}$ ) sind die Teilchen der Quarz- oder der anderen Gesteinsmehle, welche zu den Bestandteilen der UHPC-Mischung zählen. Als Füllmaterial mit dem kleinsten Durchmesser ist der Silikastaub (0,2-0,8  $\mu\text{m}$ ) zu nennen. Weitere mögliche Zusatzstoffe und Füllmaterialien sind Flugasche, Metakaolin und Feinhüttensande (*DAfStb Heft 561*).

Ein optimales Verhältnis zwischen dem Sand und den Feinstoffen ist notwendig, um die Packungsdichte zu maximieren. Denn die feinsten Zusatzstoffe sollten die Hohlräume zwischen der Gesteinskörnung ausfüllen. Wird mehr Füllmaterial zugegeben, kommt es aufgrund der insgesamt größeren Oberfläche zu einem erhöhten Wasserbedarf für das Erreichen der angestrebten Konsistenz und die Mischung wird aufgrund der Vielzahl an Kontaktstellen und der damit verbundenen erhöhten inneren Reibung klebriger und schwerer zu verarbeiten (*Schmidt und Geisenhanslüke (2007)*).

In der Regel liegt der Zementanteil bei den UHPFRC Mischungen zwischen 600 und 1.000  $\text{kg/m}^3$ . In den meisten Fällen werden Portlandzemente CEM I aufgrund ihres geringeren Wasseranspruchs verwendet. Um eine Ettringitbildung zu vermeiden, werden vorzugsweise  $\text{C}_3\text{A}$ -arme oder  $\text{C}_3\text{A}$ -freie Zemente gewählt (*DAfStb Heft 561, Graybeal (2005)*).

Die feinen Zusatzstoffe werden in verschiedenen Normen geregelt, wie zum Beispiel in DIN EN 12360, 12878, 4505, 1263, und 51043. Sie werden in nahezu inaktive (z. B. Gesteinsmehle, Pigmente) und puzzolanische oder latenthydraulische Zusatzstoffe (z. B. Silika, Flugasche) unterschieden. Bei UHPC ist der Silikastaub der am häufigsten verwendete Zusatzstoff. Der Anteil am Zementgehalt beträgt in der Regel zwischen 10% und 30% (*DAfStb Heft 561*). Durch den Einsatz von Silika wird nicht nur die Packungsdichte aufgrund der Feinheit der Körnung verbessert, sondern es kommt zudem zur Bildung weiterer Calciumsilicathydrate (C-S-H) während der Reaktion mit Calciumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Somit wird auch die Grenzfläche zwischen Gesteinskörnern und Zementstein, die sogenannte Interfacial Transition Zone (kurz ITZ), verstärkt (*Mondal (2008)*).

Sofern die Feststoffe und der Bindemittelanteil bekannt sind, kann die erforderliche Wassermenge bestimmt werden. *Richard und Cheyrezy (1995)* beziffern das absolute Minimum des Wasserzementwertes für die Hydratation mit 0,08, wohingegen die größtmögliche Packungsdichte bei Werten zwischen 0,13 und 0,15 erreicht wird.

### 2.3.1 Fasern zur Verwendung in Beton

Die Zugabe von Fasern in die Betonmischung verbessert die Duktilität des Werkstoffes, kontrolliert die Rissbreite, steigert die Stoßfestigkeit und es kann, je nach Fasergehalt, sogar zu einer Erhöhung der Zugfestigkeit kommen. Aktuelle Richtlinien wie die *AFGC Recommendations (2013)* oder *JSCE Recommendations (2006)* beschreiben daher ausschließlich faserbewehrten UHPC.

Tab. 2.1: Fasern für die Verwendung im Beton und deren Eigenschaften (DAfStb Heft 561)

Lfd. Nr.	Faserart		Typischer Faserdurchmesser/-dicke <sup>a)</sup> in $\mu\text{m}$	Typische Fasertlänge <sup>a)</sup> in mm	Dichte in $\text{g/cm}^3$	E-Modul in $\text{kN/mm}^2$	Zugfestigkeit in $\text{N/mm}^2$	Bruchdehnung in %
	1		2	3	4	5	6	7
1	Stahlfasern	– Stahldrahtfasern	500–1300	30–60	7,85	160–210	> 1000	3–4
		– Spanfasern	400	26–32	7,85	210	980	–
		– Blechfasern	400–650	15–35	7,85	210	270–800	10
2	AR-Glasfasern		3–30	3–25	2,68–2,7	72–75	1500–1700	1,5–2,4
3	Polypropylenfasern	– monofil	18–22	6–18	0,91	4–18	320–560	8–20
		– fibrilliert	50–100	6–19	0,91	3,5–10	320–400	5–15
4	Polyacrylnitrilfasern		18–104	4–24	1,18	15–20	330–530	6–20
5	Kohlenstofffasern		5–10	6	1,6–2,0	150–450	2600–6300	0,4–1,6
6	Asbestfasern		0,02–30	< 40	2,6–3,4	160	1000–4500	2–3

<sup>a)</sup> Typische Faserabmessungen hinsichtlich der Anwendung der Fasern als Kurzfasern im Betonbau



Abb. 2.3: Fasern für die Anwendung in Beton, von links nach rechts: endverankerte Stahlfasern der Länge von 50 mm und von 30 mm, Basaltfasern und Mikrofasern der Länge 12,5 mm zur Verwendung in UHPFRC

Es können unterschiedliche Fasersorten verwendet werden. Die Eigenschaften der herkömmlichen Fasern, welche in Beton verwendet werden, sind in Tab. 2.1 zusammengefasst. Hinsichtlich der Wirkung der Fasern können diese nach dem Elastizitätsmodul in Fasern mit einer niedrigeren Steifigkeit als Beton, wie z. B. Cellulose, Nylon und Polypropylen, und Fasern mit einer höheren Steifigkeit, wie Asbest, Aramid, Carbon, Glas und Stahl, unterschieden werden (*Hannant (1979)*). Für normalfesten Beton und vor allem für UHPFRC sind die Fasern der zweiten Kategorie zur Rissbreitenkontrolle und zum Erreichen des Strain-hardening Verhaltens von besonderer Bedeutung. Abb. 2.3 zeigt herkömmliche Fasern zur Verwendung im Beton.

Stahlfasern sind aufgrund ihrer mechanischen Eigenschaften und der vergleichsweise geringen Kosten die meistverwendete Sorte. Diese können aus einer Stahlbramme herausgefräst (gefräste Stahlfasern oder Spanfaser), aus einem kaltgewalzten Stahlblech (Blechfasern) oder aus kaltgezogenem Stahldraht (Stahldrahtfaser) hergestellt werden. Die letztgenannte Herstellungsmethode wird häufig für kommerziell eingesetzte Produkte verwendet. Neben den geraden Stahlfasern sind



durch Verformen auch weitere Ausführungen wie z. B. gewellte oder endverankerte Stahlfasern möglich (*DAfStb Heft 561*).

Nach *Nürnberg (2004)* besitzen die Fasern, die bei UHPC die größte Steigerung der mechanischen Eigenschaften bewirken, eine Länge von 6 bis 16 mm und einen Durchmesser im Bereich von 0,1 bis 0,2 mm. Solche „Mikrostahlfasern“ sind in der Regel verzinkt oder mit Messing beschichtet, wodurch der Korrosionswiderstand erhöht wird (*Naaman und Wille (2012)*). Im Allgemeinen wird ein hochfester Stahl mit einer Zugfestigkeit zwischen 1.700 – 3.000 MPa zur Herstellung der Fasern verwendet. Abb. 2.4 zeigt UHPC-typische Mikrostahlfasern im Vergleich zu einer herkömmlichen endverankerten Stahldrahtfaser der Länge von 60 mm.



Abb. 2.4: Mikrostahlfasern für UHPC im Vergleich mit einer herkömmlichen endverankerten Faser (oben), von rechts nach links: 1)  $\varnothing$  0,175 mm,  $l_f=12,5$  mm; 2)  $\varnothing$  0,175 mm,  $l_f=6$  mm; 3)  $\varnothing$  0,20 mm,  $l_f=12,5$ ; 4)  $\varnothing$  0,40 mm,  $l_f=12,5$  mm

Die Auswahl des Größtkorns der Zuschläge ist von der Faserlänge und dem Faserdurchmesser abhängig. Im *DAfStb Heft 561* wird hierzu eine Faserlänge von mindestens dem 10-fachen des Größtkorndurchmessers empfohlen. Ziel ist es dabei, eine gleichmäßige Faserverteilung zu gewährleisten (*Markovic (2006)*).

Der Faseranteil bei UHPFRC-Mischungen liegt in den meisten Fällen zwischen 2 und 2,5 Vol.-%. Dieser Anteil reicht aus, um ein duktileres Verhalten des Werkstoffes hervorzurufen. Eine weitere Steigerung des Faseranteils hingegen ist nicht wirtschaftlich (*Dugat et al. (1996)*, *DAfStb Heft 561*).

In der Literatur finden sich auch erfolgreiche Anwendungen von sogenannten „Fasercocktails“, bei denen verschiedene Fasersorten, -längen oder -materialien verwendet werden. Dabei werden im Allgemeinen Mikrostahlfasern und endverankerte Stahlfasern mit Längen von 40 bis 60 mm gemischt, um die Lasten auch bei großen Rissbreiten effektiv übertragen zu können. Diese Faserkombination eignet sich für Anwendungen ohne schlaife Bewehrung (*Nishiwaki et al. (2016)* *López et al. (2016)*). Fasercocktails werden auch für die Verbesserung des Brandwiderstandes von Bauteilen eingesetzt. Durch die Zugabe von Kunststofffasern wie z. B. Polypropylenfasern können Betonabplatzungen infolge der Brandbeanspruchung vermieden werden, da diese Fasern beim Schmelzen Kanälen bilden, die den Überdruck des Wasserdampfes bei hohen Temperaturen ableiten (*DAfStb Heft 561*).

### 2.3.2 Besonderheiten im Herstellprozess von UHPFRC

Die Frischbetoneigenschaften und der Betoniervorgang sind entscheidend für das Ausrichten und Absetzen der Fasern. Ein Rütteln sollte wegen des Absetzens der Stahlfasern vermieden werden oder mit geringstmöglicher Frequenz und Amplitude über eine längere Zeit erfolgen, da UHPC im Vergleich zu normalfestem Beton eine längere Zeit zum Entlüften benötigt. Die nötige Verdichtungsenergie ist im Vergleich zu normalfestem Beton sehr hoch und die Entlüftung schwieriger. Aus diesen Gründen wird eine selbstverdichtende Konsistenz bevorzugt. Hinsichtlich der rheologischen Eigenschaften sind die Feinstoffe mit einem Durchmesser kleiner 0,125 mm ausschlaggebend. Die Fasern wirken sich auf die Konsistenz oder auf die Verarbeitbarkeit nachteilig aus (*DAfStb Heft 561*).

Ein relativ hoher Anteil der im Beton verbleibenden Luftporen besitzt einen Durchmesser von 0,1 bis 1 mm. Um diesen Anteil zu minimieren, wurden spezielle Mischer entwickelt, die während des Mischprozesses einen Unterdruck im Mischbehälter erzeugen. *Dils et al. (2013)* führten Versuche zum Einfluss verschiedener Unterdrücke beim Mischprozess durch. Diese beeinflussten die Druckfestigkeit des UHPCs nicht wesentlich, da die Luftporen mit einem Durchmesser kleiner einem Millimeter nicht effektiv entfernt wurden. Allerdings wirken sich die verschiedenen Unterdrücke vorteilhaft auf den E-Modul und die Zugfestigkeit des UHPCs aus. Eine Wärmebehandlung im Vergleich zum Vakuum-Mischen zeigte in *Dils et al. (2013)* für verschiedene Mischungen mit und ohne Fasern eine wesentliche Steigerung der Zug- und Druckfestigkeit.

### 2.3.3 Behandlung von Bauteilen aus UHPFRC

In den *AFGC Recommendations (2013)* wird zwischen zwei Methoden der Wärmebehandlung unterschieden: In der ersten Methode erfolgt die Wärmebehandlung bei Temperaturen bis zu 65°C direkt nach der Betonage, wodurch die Hydratation beschleunigt wird ("accelerated hydration by heat treatment"), um ein Ausschalen innerhalb einer kürzeren Zeitspanne zu ermöglichen. Die Bildung von Ettringit soll durch die vergleichsweise niedrige Temperatur verhindert werden. Bei der zweiten Methode wird der Beton bei Temperaturen bis zu 90°C einige Tage nach der Betonage behandelt.

Bereits bei der Entwicklung von RPC war die Wirkung einer Wärmebehandlung auf den Beton bekannt. Durch die Behandlung des ausgehärteten Betons mit hohen Temperaturen, etwa im Bereich von bei 90°C, wird in etwa die Endfestigkeit erreicht und der gesamte Anteil aus Schwind- sowie ein Großteil aus Kriech- und Schwelldehnungen werden stark reduziert. Eine Wärmebehandlung bei 90°C beschleunigt nicht nur die chemischen Reaktionen sondern kann teilweise auch zu höheren Betonfestigkeiten führen (*Cheyrezy et al. (1995)*, *Collepari et al. (1997)*).

Durch die aufgebrachte Wärme werden neue Hydrate aus den Calciumsilicaten gebildet und der Silikastaub reagiert mit den Portlanditen. Dies führt zu einer Reduzierung der Mikroporengröße. Die Übergangszone zwischen Zementstein und den Zuschlägen (Interfacial Transition Zone, ITZ) wird verbessert, was sich unter

anderem auch auf den Verbund zwischen Beton und Stahlfasern und auf den Korrosionswiderstand positiv auswirkt (*Scheydt und Müller (2012)*).

Die optimale Wärmebehandlung hängt von der Betonzusammensetzung ab. In der Regel können die besten Ergebnisse mit einer Behandlungsdauer von 12 bis 48 Stunden und einem Behandlungsbeginn von einem bis fünf Tage nach der Betonage erzielt werden (*Heinz et al. (2012)*). Weitere Festigkeitssteigerungen bis zu über 250 MPa können durch Autoklavierung ab einer Temperatur von 150 bis 160°C in feuchter Umgebung erreicht werden (*Monosi et al. (2000)*), während noch höhere Temperaturen zu einem Festigkeitsverlust in den Tagen nach der Behandlung führen (*Heinz et al. (2012)*).

### 2.3.4 Faserausrichtung und Betoniervorgang

Einige Parameter können die Faserausrichtung und die Verteilung in den verschiedenen Querschnitten eines Probekörpers beeinflussen wie z. B. das Fließverhalten, die Faserlänge und -schlankheit, das Größtkorn des Zuschlags, die Rauigkeit der Schalung, die Art der Einfüllung in die Schalung, die Fallhöhe und die Länge der Fließwege (*DAfStb Heft 561, Wille und Parra-Montesinos (2012), Herrmann und Lees (2016)*).

Nach *DAfStb Heft 561* und *Wille und Parra-Montesinos (2012)* richten sich die Fasern hauptsächlich in Betonfließrichtung aus. In einigen Fällen, wurde das Gegenteil beobachtet (*Grunewald (2004), Lataste et al.*), d. h. die Fasern richteten sich senkrecht zur Fließrichtung aus. Dies könnte durch unterschiedliche Reibung zwischen Beton und Schalung begründet werden (*Herrmann und Lees (2016)*). Die Ausrichtung der Fasern in Fließrichtung werden nach *Wille und Parra-Montesinos (2012)* durch den Geschwindigkeitsgradienten des flüssigen Betons an der Schalung verursacht.

Im Nachrissverhalten von Prüfbalken wurde von *Wille und Parra-Montesinos (2012)* je nach Faserausrichtung ein deutlicher Unterschied festgestellt, abhängig davon, ob die Probekörper mittig oder von einer Seite mit UHPC befüllt wurden. Im Vergleich zu einem einseitigen Einfüllen konnte die Biegezugfestigkeit durch ein schnell aufeinanderfolgendes Auf- und Abwandern der Einfüllstelle in der Schalung während der Betonage um bis zu 50% gesteigert werden. Durch eine solche Maßnahme wird der Beton in aufeinanderliegenden, dünnen Schichten eingebracht, wodurch sich die Fasern nahezu zweidimensional ausrichten. Dies wirkt sich besonders günstig auf die Zugfestigkeit aus.

## 2.4 Festbetoneigenschaften und Materialprüfung

UHPC verhält sich unter Druckbeanspruchung nahezu linear bis zu einem Lastniveau von ca. 90% der Druckfestigkeit. Die Zugabe von Stahlfasern beeinflusst den ansteigenden Ast der Last-Verformungskurve und die Druckfestigkeit nur unwesentlich. Allerdings wird ein schlagartiges Versagen vermieden und die Ausbildung eines post-peak duktilen absteigenden Astes der Last-Verformungskurve ermöglicht. Der Elastizitätsmodul liegt im Regelfall für feinkörnige UHPC zwischen 45 und 55 GPa, die Querdehnzahl im Bereich von 0,18 - 0,19 (*DAfStb Heft 561*).

Ähnlich ist das Verhalten von UHPC unter Zugbeanspruchung. Auch hier kommt es zu einem schlagartigen Versagen und es bildet sich kein abfallender Ast aus. Die Zugabe von Fasern beeinflusst die uniaxiale Zugfestigkeit der Betonmatrix nur in geringem Maße (Naaman *et al.* (1974)), ist aber entscheidend für das Nachrissverhalten. Dabei sind der Fasergehalt, die Fasereigenschaften, deren Verhältnis von Länge zu Durchmesser, die Geometrie, die Steifigkeit und die Festigkeit sowie die Faserausrichtung wichtige Faktoren (DAfStb Heft 561).

Zur Ermittlung der Parameter für die Materialgesetze unter Zugbeanspruchung können uniaxiale Zugversuche oder Biegezugversuche durchgeführt werden. Uniaxiale Zugversuche erlauben eine direkte Aufnahme des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens ohne die Anwendung sogenannter „inverse“ oder „back Analysis“. Biegezugversuche sind dagegen deutlich einfacher durchzuführen. Die Versuchsergebnisse benötigen aber eine komplexere numerische Auswertung. Die folgenden Abschnitte beschreiben verschiedene Prüfverfahren zur Ermittlung des Tragverhaltens von UHPFRC unter Zugbeanspruchung.

### 2.4.1 Biegezugprüfung

Die Biegezugprüfung kann bei faserverstärkten Betonen entweder mit nur einem Lastangriffspunkt (Dreipunktbiegung) oder mit zwei Lastangriffspunkten (Vierpunktbiegung) durchgeführt werden. Eine schematische Darstellung dieser beiden Prüfmethoden ist in Abb. 2.5 dargestellt. Der Dreipunktbiegezugversuch wird z. B. in der europäischen *DIN EN 14651* geregelt, der Vierpunktbiegezugversuch beispielsweise in der deutschen *DAfStb Richtlinie* (2012). Nach *AFGC Recommendations* (2013) für UHPFRC sind beide Prüfmethoden erlaubt.

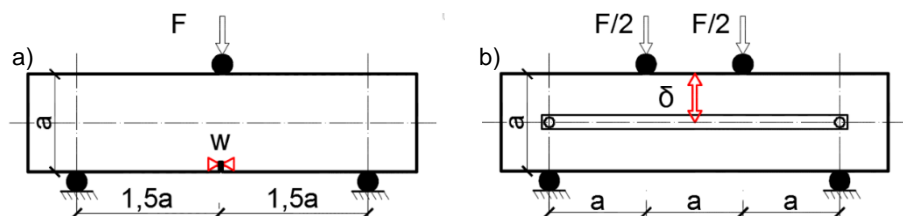


Abb. 2.5: Aufbau von Dreipunkt- und Vierpunktbiegezugversuchen und Geometrie der Probekörper nach *AFGC Recommendations* (2013)

Bezüglich der Herstellung der Probekörper, sofern es sich um einen selbstverdichtenden Beton handelt, sollte der Beton von einer Seite in die Schalung eingebracht werden und die Schalung selbstständig füllen. Nach dem Ausschalen werden die Balken für die Prüfung um  $90^\circ$  gedreht, sodass sich die Lastangriffs- und Auflagerpunkte nicht auf der Betonober- oder -unterseite befinden. Diese Maßnahme verringert die Einflussnahme der ungleichmäßigen Faserverteilung über die Querschnittshöhe, die durch ein Absetzen der Fasern und Randeffekte an der Betonunterseite zustande kommen können.

Bei den Biegezugversuchen ist zu beachten, dass die Auflager in horizontaler Richtung beweglich bleiben müssen: Da die Schlankheit der Probekörper gering ist (Höhe, je nach Regelwerk, gleich dem drei- oder vierfachen der Querschnittshöhe), besteht das

Risiko, dass sich ein Druckbogen zwischen den Auflagern bildet und die gemessenen Kräfte und errechneten Spannungen dadurch verfälscht werden. Bei Erstrissbildung wird, je nachdem in wie weit die Fasern die Last aufnehmen, eine gewisse Energie schlagartig freigesetzt. Sind die Prüfmaschine und der Aufbau nicht steif genug, um die freiwerdende Energie ohne nennenswerte Verformungen aufnehmen zu können, kommt es im Last-Verformungsdiagramm zu einem Sprung, wodurch die Versuchsergebnisse unbrauchbar werden. Daher wird im Allgemeinen empfohlen, die Prüfmaschine über Sensoren zu steuern, die direkt am Probekörper angebracht sind (*DAfStb Richtlinie (2012)*). Dieses Phänomen bildet sich bei UHPFRC sowie bei Strain-hardening Materialien im Allgemeinen weniger stark aus, da bei der Erstrissbildung aufgrund der sehr guten Faserwirkung kein deutlicher Lastabfall auftritt und die freigewordene Energie durch die Fasern absorbiert wird.

Der Querschnitt von Probekörpern aus normalfestem Stahlfaserbeton beträgt in der Regel 150 x 150 mm (*DIN EN 14651, DAfStb Richtlinie (2012)*). Nach den *AFGC Recommendations (2013)* wird die Probekörpergeometrie in Abhängigkeit der Faserlänge  $l_f$  definiert (siehe Tab. 2.2).

Tab. 2.2: Probekörpergeometrie nach *AFGC Recommendations (2013)* in Abhängigkeit der Faserlänge

Faserlänge	Probekörpergeometrie
$l_f \leq 15 \text{ mm}$	70 x 70 x 280mm
$15 \leq l_f \leq 20 \text{ mm}$	100 x 100 x 400mm
$20 \leq l_f \leq 25 \text{ mm}$	140x140x280mm
$25 \leq l_f$	Breite $\geq 5l_f =$ Höhe oder wenn bekannt: gleiche Höhe wie das zu bemessende Bauteil

Im Randbereich der Probekörper werden die Fasern durch die Schalung in ihrer Ausrichtung stark beeinflusst. In den *AFGC Recommendations (2013)* ist eine vereinfachte Methode zur Berücksichtigung dieser Randeffekte bei der Faserwirksamkeit enthalten. Die Fasern entlang des geschalteten Randes können sich bei der Betonage nicht frei in Raum ausrichten und nehmen daher eine nahezu zweidimensionale Ausrichtung an (Abb. 2.6a). Es wird davon ausgegangen, dass sich dieser Einfluss im Durchschnitt auf einen Bereich von  $l_f/2$  begrenzt. Bei Probekörpern, die aus einer Betonplatte gesägt werden, kommt es im Sägequerschnitt zu einer Verkürzung der Fasern und somit zu einer geringeren Verankerungstiefe, wodurch die Fasern nicht mehr in vollem Umfang wirksam werden können (Abb. 2.6b). Die mittleren Faserorientierungsfaktoren, die als die Wahrscheinlichkeit definiert sind, dass eine Faser eine bestimmte Ebene kreuzt (siehe Abschnitt 7.5), sind bei einer isotropischen Ausrichtung in allen drei Dimensionen  $\alpha_{3D} = 0,5$ . Um die Effekte der Schalungswand zu berücksichtigen, wird für die Randbereiche eines Probekörpers (Abb. 2.6c) nach *AFGC Recommendations (2013)* ein Faserorientierungsfaktor von  $\alpha_{2D} = 0,597$  bzw. in den Ecken von  $\alpha_{1D} = 0,841$  empfohlen. Bei gesägten Seiten soll die verminderte Wirksamkeit der geschnittenen Fasern mit einem Faktor von  $\alpha_{3D} = 0,41$  berücksichtigt

werden. Die zwei- und eindimensionalen Ausrichtungsfaktoren betragen in diesem Fall  $\alpha_{2D} = 0,637$  und  $\alpha_{1D} = 1,0$ .

Ob die Betrachtung gemäß *AFGC Recommendations (2013)* den tatsächlichen Effekten der Schalungswand entspricht oder eine zu grobe Vereinfachung ist, konnte bisher nicht abschließend geklärt werden. Beispielsweise konnte *Frettlöhr (2011)* beim Untersuchen der Fasern in mehreren Querschnitten mittels optischen Messungen (Abschnitt 7.3.1) im Ergebnis keinen signifikanten Einfluss der Probekörperränder auf die Faserausrichtung feststellen: Die Ausrichtung der Fasern in den Randbereichen war ähnlich zu der Ausrichtung im mittleren Bereich der Probekörper.

Die Steuerung der Prüfmaschine kann über den Weg des Zylinders, über den Weg der Wegaufnehmer oder über andere Sensoren wie Dehnmessstreifen oder Clip-Gauges erfolgen. Bei Strain-softening Betonen ist es von Vorteil, die Steuerung über die Wegaufnehmer vorzunehmen, um mögliche „Sprünge“ in der Last-Verformungskurve nach der Erstrissbildung zu vermeiden (siehe *DAfStb Richtlinie (2012)*). *Fröhlich und Schmidt (2014)* führten Vierpunktbiegeversuche mit UHPFRC durch und verglichen die beiden Steuerungsarten über den Maschinenweg und über den Wegaufnehmer für die Durchbiegung. Die Streuung der Versuchsergebnisse war bei einer Steuerung über den Weg des Zylinders geringer. Aus diesem Grund und wegen der besseren Stabilität der Prüfmaschine wurden die Versuche in der vorliegenden Forschungsarbeit mit dieser Regelungsart durchgeführt. Bezüglich der Geschwindigkeit der Prüfmaschine scheinen die Auszugskräfte bei Stahlfasern relativ unabhängig von der Auszugsgeschwindigkeit zu sein: *Nieuwoudt (2016)* konnte bei Auszugversuchen einzelner gerader und endverankerter Stahlfasern in normalfestem Beton mit Auszugsgeschwindigkeiten zwischen 2,5 und 0,00025 mm/s keine Auswirkung der Auszugsgeschwindigkeit auf das Auszugverhalten feststellen.

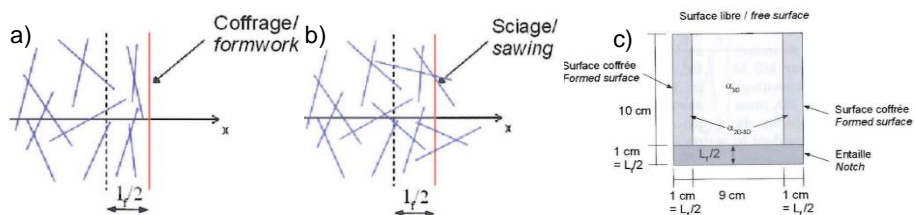


Abb. 2.6: Randeffekte nach *AFGC Recommendations (2013)*, a) bedingt durch die Schalung, b) bedingt durch das Aussägen des Probekörpers aus einer Platte; c) Anwendungsbereich im Querschnitt

### 2.4.1.1 Dreipunktbiegeversuch

Bei den Dreipunktbiegeversuchen werden die Probekörper gekerbt. Die Schnitttiefe der Kerbung beträgt 10% des Querschnittes. Durch die Einkerbung soll es zur Ausbildung eines Risses an der gewünschten Stelle unter dem Lasteinleitungspunkt kommen. Gemessen wird die Rissbreite, die sogenannte „Crack Mouth Opening Displacement“ (CMOD), durch Wegaufnehmer oder Clip Gauges am Rand des Risses.

Für normalfesten Stahlfaserbeton wird dieser Versuch in der europäischen Norm *DIN EN 14651* geregelt. Die Probekörper weisen einen Querschnitt von 150 x 150 mm auf und der Abstand zwischen den Auflagern beträgt 500 mm. Weiterhin finden sich Angaben zum Einfüllverfahren des Betons in die Schalung und dem eventuell notwendigen Verdichten nicht selbstverdichtender Betone.

Die Dreipunktbiegeversuche geben ein Maß für den Beitrag der Fasern zur Verstärkung des gerissenen Querschnitts bei Strain-softening Betonen (*AFGC Recommendations (2013)*). Dieser Beitrag ist für Strain-hardening Betone teilweise nur schwer zu bestimmen, da mehrere Risse im Bereich der Kerbe auftreten können (*Leutbecher (2007)*).

### 2.4.1.2 Vierpunktbiegeversuch

Der Versuchsaufbau der Vierpunktbiegeversuche ist in der *DAfStb Richtlinie (2012)* für normalfesten Beton festgelegt. Die Probekörperabmessungen werden mit 150 x 150 x 700 mm angegeben, wobei die Spannweite mit 600 mm das Vierfache der Probekörperhöhe beträgt. Für UHPFRC schreiben die *AFGC Recommendations (2013)* stattdessen eine Spannweite von dem Dreifachen der Höhe vor. Bei Strain-hardening UHPFRC wird gemäß *AFGC Recommendations (2013)* immer die Durchführung von Vierpunktbiegeversuchen ohne Kerbung empfohlen, weil dabei mehrere feine Risse auftreten können. Es wird somit insgesamt pro Probekörper mehr Material und eine größere Anzahl an Rissen untersucht und es werden „gemittelte“ Verformungen gemessen. Falls die Dicke der zu bemessen UHPFRC Bauteile bekannt werden dann die Balken ausgesägt. Die Breite des Probekörpers ist dabei abhängig von der Faserlänge ( $b \geq 8l_f$ ) und die Probekörperlänge muss mindestens 600 mm oder das 20-fache der Höhe des Probekörpers betragen.

Bei den Vierpunktbiegeversuchen wird die Durchbiegung im Mittelpunkt gemessen. Nach *AFGC Recommendations (2013)* darf zusätzlich die Dehnung der Unterseite der Probekörper aufgenommen werden, um so die Auswertung zu vereinfachen (siehe Abschnitt 2.6). Die Wegaufnehmer zur Bestimmung der vertikalen Verschiebung müssen zu beiden Seiten des Probekörpers an einem Rahmen befestigt werden, welcher in der Mitte der Bauteilhöhe direkt über den Auflagern anzubringen ist. Durch dieses Vorgehen soll verhindert werden, dass die Durchbiegung infolge der starren Verdrehung der zwei Probekörperenden im gerissenen Zustand mitgemessen wird. Vielmehr soll ausschließlich die reine vertikale Bewegung des Mittenquerschnitts aufgenommen werden.

Bei den Vierpunktbiegeversuchen ist im Allgemeinen eine kleinere Streuung als bei den Dreipunktbiegeversuchen zu erwarten, da die Lage des Versagensquerschnittes nicht durch die Einkerbung bestimmt wird, sondern im gesamten mittleren Bereich auftreten kann.

### 2.4.2 Spaltzugfestigkeit

Bei einem Spaltzugfestigkeitsversuch wird ein Betonzylinder durch eine Linienlast über die Zylinderhöhe gespalten. Der Probekörper erfährt dabei eine nahezu konstante Zugkraft über 70% des Zylinderdurchmessers. Diese Versuchsart ist sehr verbreitet, da sie in jeder Würfeldruckmaschine durchgeführt werden kann. Mit diesem Standardversuch ist es allerdings nicht möglich, das Nachrissverhalten zu erfassen. Daher ist dieser Versuch für Untersuchungen mit UHPFRC eher ungeeignet. *Graybeal (2005)* brachte zusätzliche Wegaufnehmer an beide Enden der Zylinder an, um die Rissöffnung zu messen. Nach Ansicht von *Graybeal (2005)* verfälscht der zweiaxiale Spannungszustand im Probekörper, mit einer rechtwinklig zur Rissöffnungsrichtung wirkenden Druckspannung, die Versuchsergebnisse und führt somit zu einem besseren Nachrissverhalten als bei Biege- oder uniaxialen Zugversuchen. *Garas (2009)* erzielte im Durchschnitt 2 bis 2,3 mal höhere Werte bei den Spaltzugfestigkeitsprüfungen als bei uniaxialen Zugversuchen.

### 2.4.3 Uniaxiale Zugversuche

Mit den Versuchsergebnissen der uniaxialen Zugversuche lassen sich die Materialgesetze  $\sigma(\varepsilon)$  oder  $\sigma(w)$  direkt bestimmen. Diese Versuche sind allerdings relativ kompliziert in ihrer Durchführung und weisen eine hohe Empfindlichkeit hinsichtlich ungewollter Exzentrizität und Ungenauigkeiten bei spröden Materialien wie UHPC auf. Bei faserverstärkten Betonen wirken sich diese Einflüsse in geringerem Maße aus, da die Spannungen im gerissenen Zustand von den Fasern aufgenommen werden und es daher zu keiner unkontrollierten Rissausbreitung kommt (*Barr et al. (2003)*).

#### 2.4.3.1 Befestigung der Probekörper in der Zugprüfmaschine

Einer der wichtigsten Einflussfaktoren bei Zugversuchen an Betonprüfkörpern kann die Prüfmaschine sein. Der Fachausschuss TC 162-TDF der RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials) führte einen Round-Robin-Test für uniaxiale Zugversuche an normalfestem Beton in verschiedenen Prüflaboren durch (*Barr et al. (2003)*). Dabei wurden die unterschiedlichen Steifigkeiten der verschiedenen Prüfmaschinen als mögliche Ursache für die Streuung der Versuchsergebnisse herausgearbeitet. Weiterhin zeigten sich bei den faserverstärkten Betonen kleinere Streuungen als bei den Betonen ohne Fasern. Neben der axialen Steifigkeit der Prüfmaschine ist eines der wichtigsten Details die Befestigung der Probekörper, da diese Einfluss auf die Rissausbreitung nehmen kann.

Generell können die Probekörper mit oder ohne Rotationsmöglichkeit der beiden Enden mit der Prüfmaschine verbunden werden. Eine schematische Darstellung dieser beiden Varianten zeigt Abb. 2.7. Um die Probekörper ohne Rotationsmöglichkeit einzuspannen, werden sie in der Regel in den Spannbacken der Zugprüfmaschine befestigt. Die Herausforderung bei diesem Versuchsaufbau bzw. beim Einbau der Probekörper in die Prüfmaschine ist, dass bei einem spröden Material wie UHPC Ungenauigkeiten in der Geometrie des Probekörpers oder der Prüfmaschine bereits beim Einspannen der Probekörper erhebliche Biege-, Zug- oder Torsionsspannungen hervorrufen können, die zu einem Erstriss führen können. Eine weitere Variante ist das



Anbringen von Anbauteilen, welche an der Prüfmaschine befestigt sind, an den Probekörperenden, mittels Verklebung. Eines der beiden Probekörperenden sollte dann bereits vor dem Einbau in die Prüfmaschine mit dem Anbauteil verklebt oder in die Spannbacken eingespannt werden. Nach Einbau des Probekörpers erfolgt die Verklebung des zweiten Endes durch ein Anfahren des Probekörpers an ein mit Kleber präpariertes Anbauteil. Durch die Verklebung der Probekörperenden können Ungenauigkeiten ausglich werden, wodurch der Probekörper kann ohne jegliche Vorbelastung starr mit der Prüfmaschine verbunden werden kann.

Soll die Rotationsfähigkeit gegeben sein, können die Probekörperenden ebenfalls an Anbauteilen, welche mittels Gelenke mit der Prüfmaschine verbunden sind, angeklebt oder mechanisch (durch Formschluss oder Reibung) befestigt werden.

Bei starr verbundenen Probekörpern werden die vorhandenen Risse parallel geöffnet, da sich die zwei Probekörperenden nicht verdrehen können. In dem Fall, dass die Anbauteile der Probekörper über Gelenke mit der Prüfmaschine verbunden sind, wirkt die Kraft auf die Probekörper zentrisch und eine ungewollte Exzentrizität wird vermieden. Dennoch können die Risse an den Seiten mit unterschiedlicher Breite aufgehen und sich die Probekörperenden verdrehen. Sofern an der Betonieroberseite der Probekörper die Anzahl der Fasern geringer ist (siehe Abb. 2.7a), werden die Risse an dieser Seite breiter. Je nach Probekörpergröße und Faseranzahl im Versagensquerschnitt zeigt sich der Einfluss der Einspannung mehr oder weniger stark ausgeprägt.

Ein herkömmliches Betonbauteil wird vorzugsweise durch Druck oder Biegung beansprucht. In einem Biegezugquerschnitt wird die Öffnung der Risse durch die Druckzone und die Verdrehung um die Nulllinie „gezwängt“. In diesem Fall können sich die zwei Bauteilenden nicht frei verdrehen (Abb. 2.7b). Die Zugversuche mit eingespannten Probekörpern stellen daher eine anwendungsnähere Variante dar. Nach *Buratti und Mazzotti (2016)* wird ebenfalls eine feste Einspannung der Probekörper für die Dauerlastversuche empfohlen, selbst wenn der Versuchsaufbau sehr anspruchsvoll ist.

*Switek et al. (2009)* führten uniaxiale Zugversuche an UHPFRC mit Mikrostauffasern durch. Im Ergebnis konnten keine Unterschiede zwischen eingespannten und gelenkig gelagerten Probekörpern, weder hinsichtlich der Elastizitätsgrenze noch bei der Zugfestigkeit oder beim Nachrissverhalten im Allgemeinen, festgestellt werden.

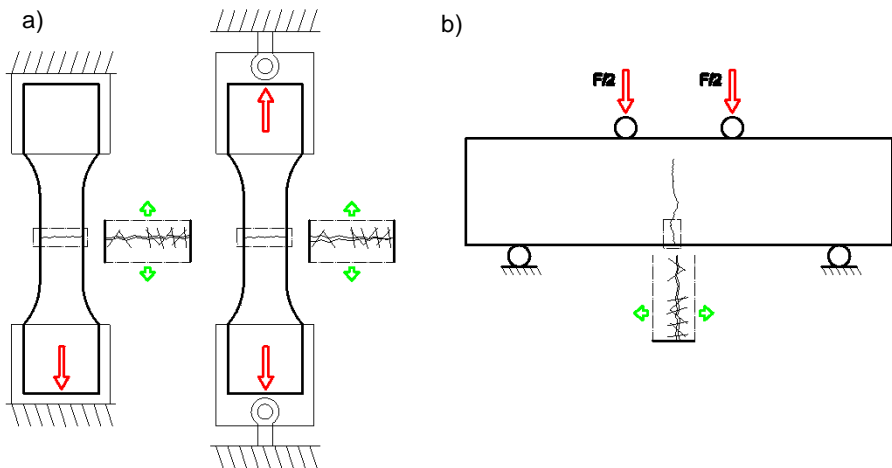


Abb. 2.7: a) Schematische Darstellung der Probekörper in der Zugprüfmaschine, b) Öffnung der Risse in einem Balken unter Biegebeanspruchung

#### 2.4.3.2 Geometrie der Probekörper und Kerbung

Die Probekörper für uniaxiale Zugversuche weisen eine zylindrische oder knochenförmige Geometrie auf. Zylindrische Probekörper (*Akita et al. (2003)*, *Garas (2009)*, *Graybeal (2005)* etc.) weisen unter Zug oft an der Verbindung mit der Prüfmaschine die schwächste Stelle auf, welche vor dem Probekörper versagt und verhindert, dass die Bruchspannung im Prüfbereich erreicht wird. Eine mögliche Lösung, das Versagen zu erreichen, ist die Schwächung des Querschnitts durch eine Kerbung, auch wenn das die Streuung der ermittelten Widerstandswerte erhöhen kann (*Akita et al. (2003)*). Zylindrische Probekörper mit Kerbung werden beispielsweise von RILEM TC 162-RDF empfohlen (*Barr et al. (2003)*). Eine Darstellung dieser Probekörper zeigt Abb. 2.8. Diese Geometrie eignet sich gut für die Verwendung von Bohrkernen als Probekörper.

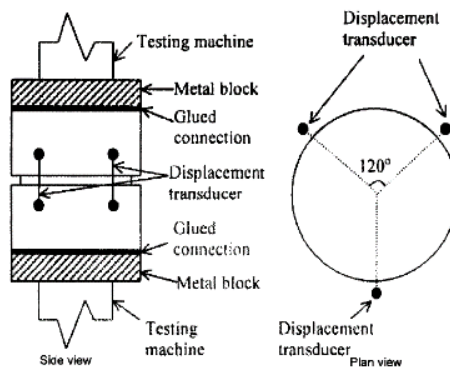


Abb. 2.8: Probekörper nach RILEM TC 162-RDF (*Barr et al. (2003)*)

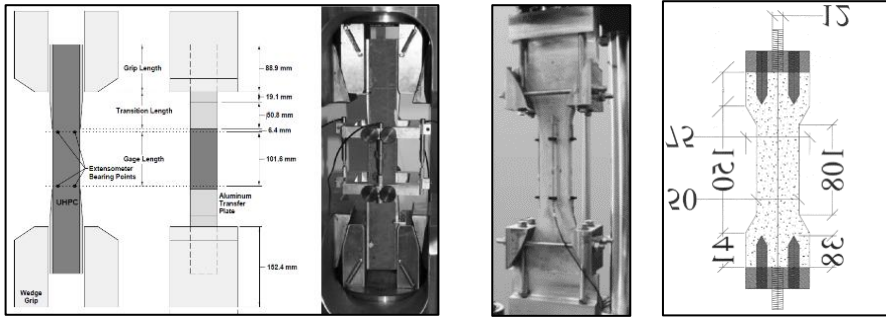


Abb. 2.9: Verschiedene knochenförmige Probekörper für uniaxiale Zugversuche (von links nach rechts: Graybeal et al. (2012), Boulay et al. (2004) und Garas (2009))

Knochenförmige Probekörper finden sich in der Literatur häufig (siehe Abb. 2.9, Frettlöhr (2011), Switek et al. (2009), Babafemi und Boshoff (2013), Nieuwoudt (2016, 2016), etc.). Durch die breiteren Enden des Probekörpers kann die Verbindung zum Anbauteil steifer ausgebildet werden und die schwächste Stelle verschiebt sich in den mittleren Bereich des Probekörpers. Aus diesem Grund wird die Bestimmung der Elastizitätsgrenze möglich und, sofern keine Kerbung vorhanden ist, auch die Bestimmung des E-Moduls unter Zug. Bedingt dadurch, dass bisher keine Normierung für diese Versuchsausführung existiert, finden in der Literatur unterschiedliche Geometrien Anwendung. Die Querschnittsabmessungen reichen von 16 x 30 mm (Boshoff und Adendorff et al. (2009)) bis zu 300 x 100 mm mit 450 mm Messlänge (Frettlöhr (2011)). Die Befestigung der Probekörper erfolgt auf unterschiedliche Art und Weise: durch Verklebung der Enden oder der Seiten, durch das Einklemmen in Spannbacken, durch Formschluss mit Niederhaltungen oder Durchgangslöcher, durch das Einbetonieren von Ankern in den Probekörperenden oder auch durch eine Kombination verschiedener Methoden.

### 2.4.3.3 Normierung von Zugversuchen

Die aktuell gültigen Normen treffen wenige Aussagen zu uniaxialen Zugprüfungen an Betonprüfkörpern.

Die Zugprüfung bei Mörtel ist nach ASTM C190 geregelt, allerdings beträgt der Prüfquerschnitt der Probekörper lediglich 24,5 x 24,5 mm, was die Faserausrichtung stark einschränkt. Nach AFGC Recommendations (2013) sind uniaxiale Zugversuche an Prismen oder knochenförmigen Probekörper erlaubt, sowohl für die Bestimmung des E-Moduls, sofern der Probekörper nicht gekerbt ist, als auch für die Elastizitätsgrenze und das Nachrisszugverhalten. Detaillierte Vorgaben zur Versuchsdurchführung und der Prüfkörpergeometrie sind nicht enthalten.

Die im Jahr 2016 veröffentlichte schweizerische Richtlinie SIA Richtlinie 2052 ist das bisher einzige Dokument, in dem die Durchführung von uniaxialen Zugversuchen für UHPFRC geregelt ist. Die knochenförmigen Probekörper sollen einen Querschnitt von 30 x 50 mm aufweisen und die Messlänge im mittleren Bereich des Prüfkörpers soll 200 mm betragen (siehe Abb. 2.10). Eine starre Verbindung der Probekörper mit der Prüfmaschine ist vorgeschrieben. Um die Druckspannungen an den

Probekörperenden, die durch die Einspannung entstehen, zu verteilen, wird das Aufkleben von Aluminiumblechen auf den breiteren Enden (Abb. 2.10) empfohlen.

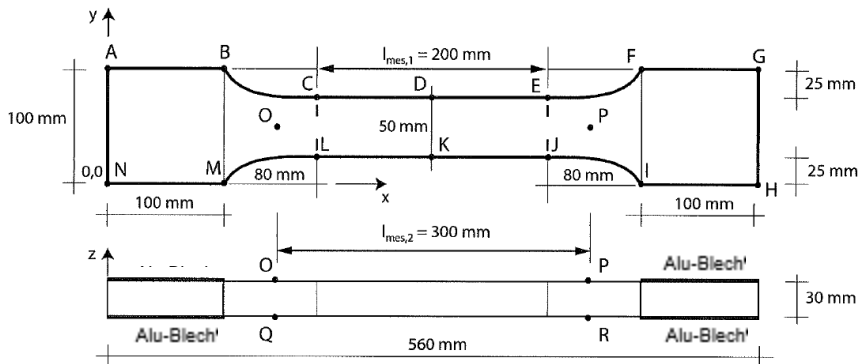


Abb. 2.10: Geometrie der Probekörper für uniaxiale Zugversuche (SIA Richtlinie 2052)

### 2.5 Maßstabeffekt

Als Maßstabeffekt wird das Phänomen bezeichnet, durch das Festigkeiten mit zunehmender Probekörpergröße abnehmen. Daher besteht mit der Zunahme der Bauteilabmessungen eine höhere Wahrscheinlichkeit, dass Defekte oder Materialbereiche mit niedrigerer Festigkeit vorhanden sein können. Spröde Materialien versagen gemäß dem Modell des schwächsten Gliedes: Ein Mikroriss oder Materialfehler kann bei solchen Materialien durch eine Kräfteumlagerung nur schwer überbrückt werden, weshalb es oft zu einem frühen Versagen kommt. Unter der Annahme, dass die Materialeigenschaften um einen Mittelwert schwanken, ist die Wahrscheinlichkeit bei größeren Bauteilen höher, dass eine Stelle mit schlechteren Eigenschaften im Bauteil vorhanden ist (Weibull (1939) Theorie). Bei Strain-hardening UHPFRC wird ein kleiner Maßstabeffekt erwartet, da sich das Material aufgrund des hohen Wirkungsgrades der Fasern nicht mehr spröde verhält (AFGC Recommendations (2013)).

Nach den AFGC Recommendations (2013) ist auf der Basis des Model Code 2010 die folgende Gleichung zur Beschreibung des Verhältnisses der elastischen Grenze  $f_{ct,el}$  unter uniaxialem Zug und der unter Biegung  $f_{ct,fl}$  in Bezug zu den Probekörperabmessungen  $a$  zu verwenden:

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \cdot \frac{\alpha \cdot a^{0,7}}{1 + \alpha \cdot a^{0,7}} \quad (2-1)$$

Der Faktor  $\alpha$  wird gleich 0,08 gesetzt. An der Bruchgrenze wird die Betrachtung des Maßstabeffektes komplizierter, da die Fasern und die Bauteilgröße berücksichtigt werden müssen.

Umfassende Untersuchungen zum Maßstabeffekt bei UHPFRC unter Zug- und Biegebeanspruchung wurden von Frettlöhr (2011) durchgeführt. Dabei wurden die Auswirkungen der Abmessungen (Maßstabeffekt) und des Verhältnisses der Querschnittshöhe zur -breite (Formeffekt) untersucht. Unter Biegung beeinflussten beide Parameter sowohl die elastische Grenze  $f_{ct,fl}$  als auch die Zugfestigkeit  $f_{ct,ck}$ .

Trotzdem konnten die Versuchsergebnisse von *Frettlöhr (2011)* nicht durch die Gleichung (2-1) abgebildet werden, da ein Maßstabeffekt nur in einem geringeren Umfang zu beobachten war. Die Zugspannung an der elastischen Grenze  $f_{ct,el}$  unter uniaxialem Zug war von der Probekörpergröße und von der Bauteilhöhe abhängig. Ein eindeutiger Formeffekt konnte hingegen nicht festgestellt werden.

## 2.6 Back Analysis

„Back Analysis“ oder „Inverse Analysis“ Methoden sind Verfahren, über die das uniaxiale Materialgesetz  $\sigma_f - \varepsilon$  im Zugbereich aus Biegezugversuchen abgeleitet werden kann. Hierfür existieren unterschiedliche Ansätze. Im Allgemeinen verfolgen diese einen schrittweisen Ansatz, bei dem ab der Elastizitätsgrenze die Zugspannung im Querschnitt mit zunehmender Belastung errechnet wird. Im Folgenden wird die Methode der *AFGC Recommendations (2013)* zusammengefasst:

Bei einem Dreipunktbiegeversuch ist der Spannungsverlauf im Querschnitt linear elastisch bis zum Auftreten des Erstrisses. Beim weiteren Steigern der Belastung bilden sich folgende Bereiche innerhalb des Balkenquerschnittes aus: ein ungerissener Bereich in der Druckzone des Balkens, ein ebenfalls ungerissener Bereich mit linearem Spannungsverlauf in der Zugzone, in dem die Zugfestigkeit noch nicht überschritten wurde, und der Bereich, in dem der Beton bereits gerissen ist und die Zugspannung von den Fasern übertragen wird. Eine schematische Darstellung zeigt Abb. 2.12. In diesem Zustand sind die Zugkraft aus der Prüfmaschine und die Rissbreite (CMOD) bis zum Versagen bekannt. Die einzigen Unbekannten sind die Funktion der Faserzugsspannung in Bezug zur Rissbreite und die Position der Nulllinie  $\alpha$ . Pro Punkt der Last-CMOD-Kurve aus dem Versuch, wird ein Punkt des  $\sigma - \varepsilon$  Materialgesetzes berechnet unter der Annahme, dass die Faserwirkung über den Querschnitt gleichmäßig verteilt ist. Somit kann die Zugspannung der Fasern als Funktion der CMOD und die Position der Nulllinie  $\alpha$  durch die beiden Gleichgewichtsgleichungen (Rotation und Translation) ermittelt werden. Wenn die axiale Zugspannung in der Faser beim  $i$ -ten Schritt  $\sigma_{f,i}$  bekannt ist, kann die  $\alpha_{i+1}$  und  $\sigma_{f,i+1}$  für den folgenden Schritt errechnet werden. Durch den nicht-linearen Verlauf der  $\sigma - \varepsilon$  Beziehung im gerissenen Beton ist die Berechnung mit diesem Verfahren aufwendig, da in jedem Schritt der Spannungsverlauf über den Querschnitt integriert werden muss, um die Gleichgewichtsgleichungen lösen zu können. Dadurch wird je Berechnungsschritt an einem Punkt das  $\sigma - \varepsilon$  Materialgesetz bis zum Versagen des Balkens bestimmt.

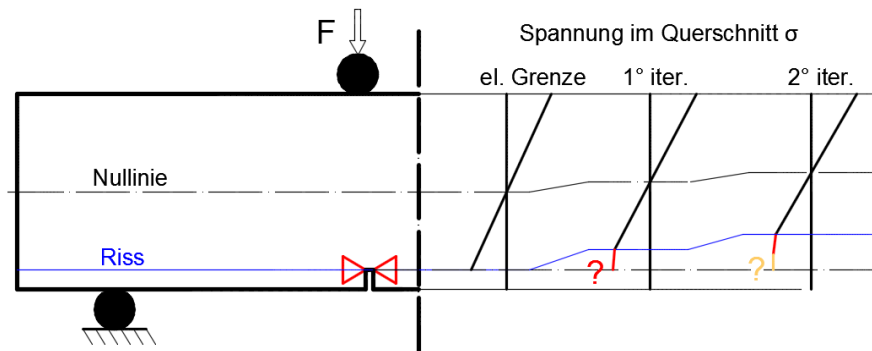


Abb. 2.11: Iterativer Prozess zur Bestimmung des  $\sigma - \varepsilon$  Materialgesetzes (eigene Darstellung in Anlehnung an AFGC Recommendations (2013))

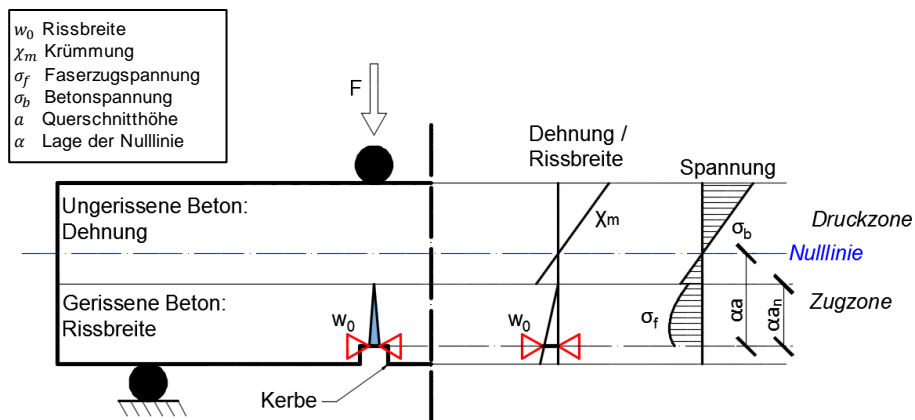


Abb. 2.12: Schema des Spannungs- und Dehnungsverlaufs bei Dreipunktbiegezugversuchen (eigene Darstellung in Anlehnung an AFGC Recommendations (2013))

Für Vierpunktbiegeversuche wird nach AFGC Recommendations (2013) ein vereinfachtes und ein genaueres Verfahren vorgeschlagen, nachdem das uniaxiale  $\sigma_f - \varepsilon$  Materialgesetz abgeleitet werden kann.

Nach dem vereinfachten Verfahren werden die Durchbiegung und die Krümmung  $\chi$  bei der maximalen Last berechnet, mit der Annäherung, dass sich der Balken noch im elastischen Zustand befindet. Unter der Annahme einer konstanten Zugspannung im gesamten gerissenen Bereich (Abb. 2.13) kann dann der Wert der Zugspannung  $f_{ctf}^*$  direkt abgeleitet werden:

$$f_{ctf}^* = -\frac{1}{2}(1 - \alpha^2) \cdot a \cdot \chi \cdot E \quad (2-2)$$

Die Position der Nulllinie  $\alpha$  wird durch die folgende Gleichgewichtsgleichung direkt ermittelt:

$$M = 2 \cdot (\alpha^3 - 3 \cdot \alpha^2 + 1) \cdot J \cdot \chi \cdot E \quad (2-3)$$

Dabei ist  $M$  das Biegemoment bei maximaler Last und  $J$  das Flächenträgheitsmoment

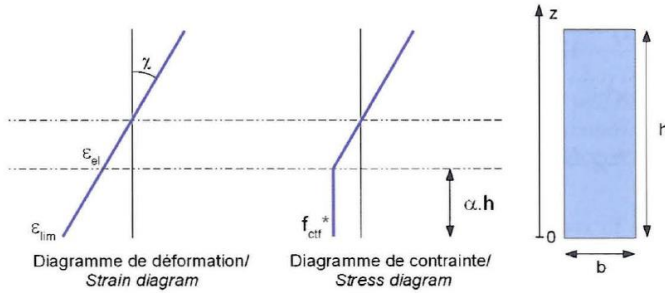


Abb. 2.13: Vereinfachte Back-Analysis (AFGC Recommendations (2013))

Für das genauere Verfahren nach *AFGC Recommendations (2013)* muss zuerst aus der Durchbiegung die Krümmung im mittleren Bereich abgeleitet werden. Da die Beziehung zwischen Krümmung und Durchbiegung aufgrund der Risse nicht mehr linear ist, muss in einem ersten Schritt eine weitere „Back Analysis“ durchgeführt werden, um diese zu ermitteln: Aus den im Versuch gemessenen Paaren der Durchbiegung-Last-Punkte  $(\eta_i, F_i)$  werden die Paare der Dehnung und des Biegemoments  $(\varepsilon_{meas,i}, M_i)$  auf der Probekörperunterseite ermittelt.

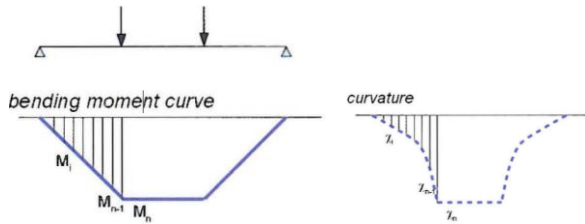


Abb. 2.14: Diagramm des Biegemoments und der Krümmung infolge Rissbildung in Strain-hardening UHPFRC (AFGC Recommendations (2013))

Das Iterationsverfahren startet mit dem Erreichen der Elastizitätsgrenze. Mit zunehmender Kraft übersteigt das Biegemoment in Balkenmitte die Elastizitätsgrenze und es kommt zur Rissbildung. Ab diesem Punkt ist die Beziehung zwischen Krümmung und Biegemoment nicht mehr linear. Bei dem ersten nach Erreichen der Elastizitätsgrenze gemessenen  $(\eta_i, F_i)$  Wertepaars kann die unbekannte Krümmung  $\chi_i$  im mittleren Bereich des Balkens ermittelt werden. Dies erfolgt durch eine numerische Integration der Biegelinie, wobei  $\chi_i$  die einzige Unbekannte ist. Ist dieser  $\chi_i$ -Wert bekannt, werden im nächsten Schritt für die darauffolgenden gemessenen  $(\eta_{i+1}, F_{i+1})$  Wertepaare die zugehörige Krümmung  $\chi_{i+1}$  ermittelt. Im Ergebnis liegt für jeden  $M_i$ -Wert die entsprechende Krümmung  $\chi_i$  bis zur maximalen Last vor.

Durch die zweite Back-Analysis werden dann die Spannungs-Dehnungs-Punkte  $(\varepsilon_i, \sigma_{f,i})$  ausgerechnet. Die Dehnung  $\varepsilon_i$  und Spannung  $\sigma_{f,i}$  der Balkenunterseite und die Lage der Nulllinie  $\alpha_i$  für den  $i$ -ten Schritt können mit den folgenden Gleichgewichtsbedingungen (2-4) und (2-5) sowie der Bedingung vom Ebenbleiben des Querschnittes, Gleichung (2-6), berechnet werden.

$$N = N_c + N_t = \frac{1}{2} \cdot (1 - \alpha_n)^2 \cdot a^2 \cdot b \cdot \chi_n \cdot E + \frac{1}{\chi_n} \cdot$$

$$\sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{\sigma_{f,i} + \sigma_{f,i-1}}{2} \cdot b = 0 \quad (2-4)$$

$$M = M_c + M_t = \frac{a^3}{3} \cdot (1 - \alpha_n)^3 \cdot b \cdot \chi_n \cdot E + \left(\frac{1}{\chi_n}\right)^2 \cdot \quad (2-5)$$

$$\sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{(2\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i) \cdot \sigma_{f,i} + (\varepsilon_{i-1} + 2\varepsilon_i) \cdot \sigma_{f,i-1}}{6} \cdot b$$

$$\varepsilon_n = a \cdot \chi_n \cdot \alpha_n \quad (2-6)$$

Wobei  $N$  die Normalkraft ist,  $N_c$  die resultierende Druckzonenkraft und  $N_t$  die Längskraft in der Zugzone.  $M$  ist das Biegemoment,  $M_c$  der Beitrag zum Biegemoment aus der Druckzone,  $M_t$  der Beitrag zum Biegemoment aus der Zugzone und  $\varepsilon$  die Dehnung an der Balkenunterseite. Die Fußnote  $n$  bezeichnet den berücksichtigten  $n$ -ten Schritt. Eine schematische Darstellung der Spannungsverteilung im Querschnitt zeigt Abb. 2.15.

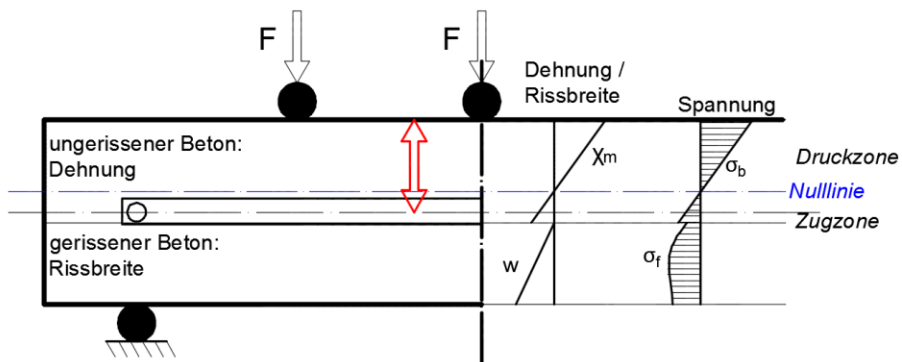


Abb. 2.15: Spannungsverteilung im Querschnitt (eigene Darstellung in Anlehnung an AFGC Recommendations (2013))

Weitere vereinfachte Methoden zur Auswertung von Biegezugversuchen, bei denen ein iterativer Prozess nicht erforderlich ist, sind in Oettel und Empelmann (2015), López et al. (2015) oder SIA Richtlinie 2052 aufgeführt.



### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

In diesem Kapitel werden die in der Literatur aufgeführten Grundlagen zum Zugkriechen im gerissenen Querschnitt zusammenfassend dargestellt. Dabei wird auf das zeitabhängige Verhalten sowie auf die Dauerstandfestigkeit von Faserbetonen eingegangen. Da Strain-hardening Betone die maximale Zugfestigkeit im gerissenen Zustand aufweisen und für diesen Zustand bemessen werden, ist die nähere Untersuchung des gerissenen Betons von besonderer Bedeutung.

Das Zugkriechen im gerissenen Querschnitt kann nicht getrennt von den anderen zeitabhängigen Verformungen wie Zug- und Druckkriechen im ungerissenen Teil des Querschnitts sowie Schwinden betrachtet werden.

In Allgemein wird der Verformungsverlauf eines Materials in drei Phasen (stages) eingeteilt, zu sehen in Abb. 3.1. Die erste Phase beginnt unmittelbar nach der Belastung. Dabei kommt es zu einem rapiden Anstieg der Verformung, jedoch nur innerhalb einer vergleichsweise kurzen Zeitspanne. Darauf folgt die zweite Phase, in der sich die Verformungsgeschwindigkeit verringert und die Verformung über die Zeit einen nahezu linearen Verlauf nimmt. In Abhängigkeit von der Belastung kann sich eine dritte Phase anschließen, bei der die Verformungen exponentiell bis zum Versagen des Probekörpers zunehmen oder sich weiter verringern können.

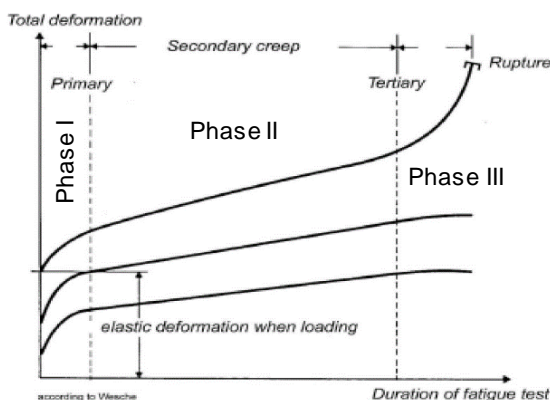


Abb. 3.1: Mögliche Verformungsverläufe des Betons über die Zeit unter Dauerlast (Wesche (1996))

Bei faserverstärkten Betonen sind die ersten beiden Phasen in der Regel gut zu erkennen. In manchen Fällen kann es jedoch ohne eine Vorankündigung durch eine große Verformungszunahme zum Versagen (Phase III) kommen (Vrijdaghs et al. (2016)).

#### 3.1 Kriechen und Schwinden in Beton

Die zeitabhängigen Dehnungen im Beton werden als Kriechen und Schwinden bezeichnet. Als Kriechen werden die zeit- und temperaturabhängigen plastischen Verformungen eines Bauteils unter konstanter Spannung beschrieben, Schwinden

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

bezeichnet dagegen die Volumenreduzierung durch Feuchtigkeitsverlust und chemische Reaktionen während des Erhärtens des Betons. Beim Kriechen und Schwinden spielt die Umgebungsfeuchte für den Beton eine wichtige Rolle: Der Beton kriecht und schwindet in höherem Maße, wenn die relative Umgebungsfeuchte niedrig ist. Dieser Zusammenhang wurde bereits von *Pickett (1942)* beschrieben. Die zeitabhängigen Verformungen können wie folgt unterteilt werden:

- autogenes Schwinden; das Schwinden bei konstantem Wassergehalt, d. h. bei versiegelten Probekörpern
- Trocknungsschwinden; zusätzliches Schwinden durch Feuchtigkeitsverlust
- Grundkriechen ( $\varepsilon_{bc}$ ) oder Grundfließen; das Kriechen bei konstantem Wassergehalt, d. h. bei versiegelten Probekörpern
- Trocknungskriechen ( $\varepsilon_{dc}$ ) oder Trocknungsfließen; zusätzliche Kriechdehnung durch Feuchtigkeitsverlust

In der Regel werden die zwei Schwindkomponenten bei experimentellen Verfahren als unabhängig betrachtet. Dadurch kann mittels Versuchen an versiegelten und unversiegelten Probekörpern die Trocknungskomponente ermittelt werden:

$$\text{Trocknungsschwinden} = \text{gesamtes Schwinden} - \text{autogenes Schwinden}$$

Der Anteil des Kriechens wird wie folgt berechnet:

$$\text{Trocknungskriechen} = \text{gesamte Dehnung im trocknenden Zustand} - \text{Grundkriechen} - \text{gesamtes Schwinden}$$

Das Grundkriechen ist definiert als:

$$\text{Grundkriechen} = \text{Gesamtdehnung am versiegelten Probekörper} - \text{elastische Anfangsdehnung}$$

Die Schwinddehnung beginnt mit Ende des Mischprozesses. Mit dem Aufbringen einer Belastung treten sofortige elastische Anfangsdehnungen auf. Der größte Anteil dieser anfänglichen Dehnungen verhält sich bei kleinen Belastungen elastisch, lediglich ein kleiner Anteil der Dehnungen ist plastisch. Mit der Zeit kommt es zu Kriechdehnungen, deren Geschwindigkeit sich im Laufe der Zeit verringern. Mit der Entlastung bilden sich die elastischen, nicht-verzögerten Dehnungen fast vollständig zurück. Eine schematische Darstellung dieser Zusammenhänge zeigt Abb. 3.2.

Die in der Literatur angegebenen Zeiträume der Messungen von Kriechdehnungen belaufen sich in der Regel auf einige Tage bis Jahre. Die Extrapolation dieser Ergebnisse über mehrere Jahre erfolgt durch eine Zeitfunktion  $f(t, t_0)$ , die vom Beginn der Belastung und der Belastungsdauer abhängig ist. In der Literatur finden sich einige Zeitfunktionen, die teilweise stark voneinander abweichen. Ein Überblick wird von *Anders (2012)* in Abb. 3.3 gegeben. Die verschiedenen Funktionen können grundsätzlich in zwei Gruppen eingeteilt werden: logarithmische und exponentielle Funktionen. Dabei besitzen die logarithmischen Funktionen im Gegensatz zu den exponentiellen Funktionen keine asymptotischen Endwerte.

Neben dem Kriechen und Schwinden wird als Relaxation der Spannungsabfall in einem Bauteil bei einer konstanten Dehnung definiert.

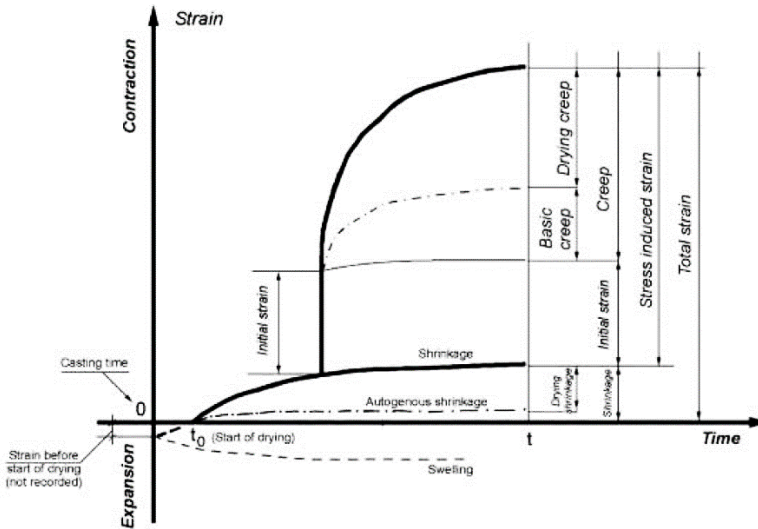


Abb. 3.2: Kriechen und Schwinden in Beton (Garas (2009))

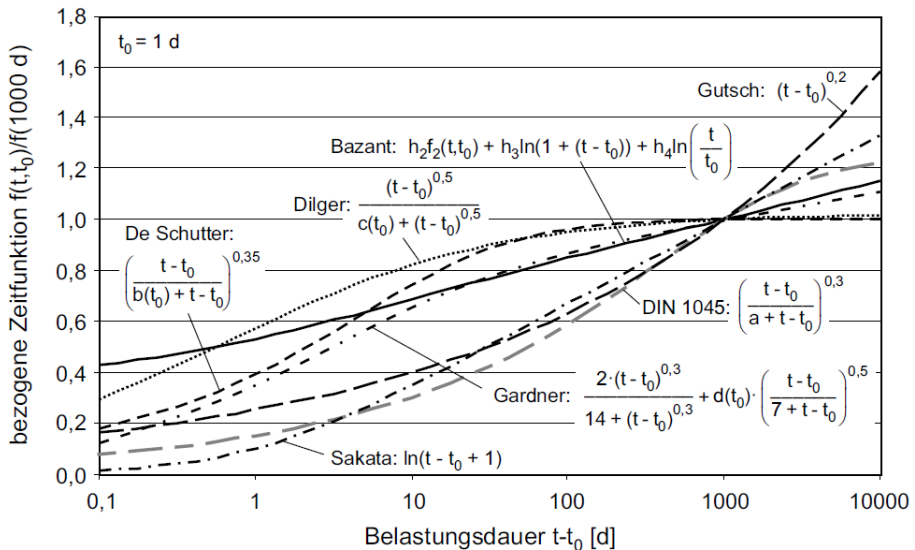


Abb. 3.3: Verschiedene, in der Literatur aufgeführte Zeitfunktionen für das Kriechen, normiert auf eine Belastungsdauer von 1.000 Tagen (Anders (2012))

### 3.1.1 Physikalische Ursache des Kriechens

Seit dem Entdecken des Kriechens von Beton Anfang des zwanzigsten Jahrhunderts wurden unterschiedliche Theorien aufgestellt, die das Phänomen physikalisch zu erklären versuchten (Powers (1968), Bažant et al. (1989), Acker (2004), etc.). Eine vollständige Beschreibung lieferte allerdings keiner dieser Ansätze.

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

Powers (1968) begründete das Kriechen mit einer Variation der Dichte des Betons, die infolge einer Änderung des hydrostatischen Drucks, der Temperatur oder der Oberflächenspannung in der Mikrostruktur möglich sei.

In Bažant *et al.* (1989) und Bažant *et al.* (1997) wurde mit der „solidification theory“ ein weiterer, etwas vervollständigter Ansatz zum Kriechen des Betons aufgestellt. Nach dieser Theorie findet das Kriechen im Zementleim seinen Ursprung, bei höheren Spannungen auch im Versagen des Verbunds zwischen dem Zementleim und den Zuschlägen. Die mechanische Festigkeit des Betons entwickelt sich durch die Bildung von Calcium-Silikat-Hydrat-Phasen bzw. CSH-Gel. Dieses entsteht durch eine feine Dispersion von Feststoff und Wasser, die sich in Schichten (der Dicke von ca.  $30 \text{ m} \cdot 10^{-10}$ ) zusammen mit anderen Bestandteilen anlagern. Diese Struktur besitzt einen Mikro-Luftporengehalt von 40% bis 55% und ist stark hydrophil. Die Mikroporen enthalten aber aufgrund der zu geringen Größe kein flüssiges Wasser. Das Wasser in den CSH, das nicht chemisch gebunden ist, kann durch Verdampfen oder durch sehr hohen Druck (sogenannte disjoining pressure) dissoziiert werden. Nach der Theorie von Bažant *et al.* (1989) wird das Kriechen durch Änderungen dieser soliden Struktur verursacht, welche durch das Abwandern der Teilchen aus Bereichen mit größeren Spannungen, wie z. B. in unmittelbarer Nähe von Poren, hervorgerufen wird. Als Ursache für die Zunahme des Kriechens während des Trocknungsprozesses gab Bažant *et al.* (1989) die folgenden zwei Möglichkeiten an: erstens das Abwandern des Wassers und zweitens der makroskopische Effekt des Trocknens, genauer die Entwicklung von Spannungen und Mikrorissen im Zementstein. Mit fortschreitender Zeit lagern sich die Spannungen um und die Struktur wird stabiler, sodass sich der Effekt des Kriechens mit der Zeit verringert. Gleichzeitig verbessert auch das Voranschreiten des Hydratationsprozesses die Stabilität der Zementsteinstruktur und die Poren verkleinern sich.

Gemäß dieser Theorie wird die Dehnung über die Zeit wie folgt dargestellt (Bažant (1988)):

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_E(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_S(t) + \varepsilon_T(t) = \varepsilon_\sigma(t) + \varepsilon^0(t) \quad (3-1)$$

Der Beton wird dabei als alterndes, viskoelastisches Material berücksichtigt. Die Gesamtdehnung  $\varepsilon(t)$  setzt sich aus der unverzögerten elastischen Dehnung  $\varepsilon_E(t)$ , der Kriechdehnung  $\varepsilon_{cc}(t)$ , der Schwinddehnung  $\varepsilon_S(t)$  und der thermischen Dehnungen  $\varepsilon_T(t)$  zusammen. Diese können auch in spannungsbedingte ( $\varepsilon_\sigma(t)$ ) und spannungsunabhängige Dehnungen ( $\varepsilon^0(t)$ ) unterteilt werden. Für kleine Spannungen (bis zu ca. 40% der Betondruckfestigkeit) können die Verformungen als linear zur Spannung angenommen werden:

$$\varepsilon(t) = \sigma \cdot J(t, t_0) + \varepsilon^0(t) \quad (3-2)$$

Dabei bezeichnet  $t$  das Betonalter und  $t_0$  das Betonalter zum Zeitpunkt der Belastung. Als  $J(t, t_0)$  wird die Kriechfunktion als Verformung pro Spannungseinheit bezeichnet. Diese kann als Summe eines elastischen und eines viskosen Anteiles berechnet werden:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t)} + C(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(\infty, t_0)}{E(t_0)} \quad (3-3)$$

$C(t, t_0)$  ist das spezifische Kriechen und als  $\varphi(\infty, t_0) = E(t_0) \cdot J(t, t_0) - 1$  wird die Kriechzahl definiert, sprich das Verhältnis der anfänglichen elastischen Verformung und der Endverformung. In der Regel liegen die Werte für normalfesten Beton zwischen 1 und 6.

Bezüglich der physikalischen Ursachen für das Kriechen konzentriert sich *Acker (2004)* dagegen hauptsächlich auf die Scherkräfte in der C-S-H-Makrostruktur, die sich in der Umgebung der Zuschläge ausbildet. Die Hydratation von Zement ist eine chemische Reaktion bei der das Volumen der Ausgangsstoffe Wasser und Zement größer ist als das der Reaktionsprodukte C-S-H und C-H. *Acker (2004)* begründet (wie *Powers (1968)*) das Schwellen und Schwinden von Beton mit dem Kapillardruck, der entsteht, weil das Wasser eine Zugkraft auf die Oberfläche der Mikrostruktur durch Sogkräfte ausübt, die beim Trocknen größer werden und somit eine Reduktion des Volumens verursachen. Die festen Anteile wie Sand und Gesteinskörner sowie nicht hydrierte Teilchen verhalten sich unter einer Druckspannung elastisch. Die C-S-H Phasen zeigen dagegen ein plastisches Verhalten. Nach *Acker (2004)* ist die C-S-H Struktur bei Hoch- und Ultrahochleistungsbetonen mit einem kleinen Wasserzementwert aufgrund des höheren Kapillardrucks des Wassers am dichtesten. Bei UHPC tritt das Kriechen und Schwinden nur in einem geringen Maße auf, da zum einen der Hydratationsprozess sehr schnell abläuft und zum anderen, im Vergleich zu herkömmlichen Beton, ein geringerer Anteil an Wasser vorhanden ist, wodurch die Betonfeuchtigkeit schnell unter die Umgebungsfeuchte fällt. Es wurden in Versuchen Spannung bis zu 150 MPa gemessen, um das gebundene Wasser zu entfernen (*Acker (2004)*). Der Beton wird durch sehr hohe hygrische Spannungen beansprucht, wodurch das Kriechen des Betons größtenteils unterbunden wird. *Acker (2004)* beschreibt die Änderung in der C-S-H Mikrostruktur als ein „collapsed house of cards“. *Acker (2004)* ist der Ansicht, dass Kriechen und Schwinden nicht als unabhängige Anteile berücksichtigt werden sollten, da sie durch dieselben physikalischen Zusammenhänge hervorgerufen werden.

Am IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux) wurde ein umfangreiches Forschungsvorhaben durchgeführt, das die Kriechmodellierung basierend auf physikalischen Mechanismen behandelte (*Rossi (Rossi et al. (1994), Rossi et al. (2012))*). Auf Basis von experimentellen Untersuchungen gründeten die Autoren ihre Theorie der zeitabhängigen Verformungen auf der Mikrorissbildung im Beton. Diese Theorie beruht auf der Feststellung einer nahezu linearen Korrelation zwischen den Körperschall-Emissionen, die an Betonkörpern unter Druckbeanspruchung gemessen wurden, und der Kriechverformung. Die Emissionen, die eine Öffnung von Mikrorissen anzeigen, nehmen mit der Belastung und der Kriechdehnung proportional zu. Nach Ansicht der Autoren sind Mikrorisse, die während der Belastung entstehen, für das Kriechen des Betons verantwortlich. Ein Mikroriss selbst erzeugt dabei einen Unterdruck, wodurch sich der Wasserdampf (Diffusionsgleichung) und das freie Wasser (Darcy-Gesetz) der Kapillaren ansammeln. Dadurch reduziert sich das Wasser im Zementstein und das führt zur Verstärkung des Trocknungskriechens.

Eine weitere Theorie stammt von *Vandamme und Ulm (2009)*, bei der der Schwerpunkt auf dem „nanoparticle rearrangement“ in den C-S-H Strukturen unter

Dauerlast liegt. Die Theorie basiert auf experimentellen Untersuchungen mit einer Anpassung des Nanoindentierungsversuchs (auch instrumentierter Eindringversuch genannt) (*Ulm et al. (2007)*) an nicht homogenen Materialien wie Beton durch eine statistische Auswertung. Bei diesem Versuch wurde ein Werkzeug bekannter Geometrie und mechanischer Eigenschaften in das Material penetriert. Die Eindringtiefe und -kraft wurden gemessen. Die Kriechdehnungen in den C-S-H Phasen wurden direkt gemessen, wobei ein zeit-logarithmisches Verhalten ohne asymptotische Endwerte festgestellt wurde. Diese Erkenntnisse in Kombination mit anderen Analogien der nanogranularen Struktur anderer Materialien führten zu der Vermutung, dass das Rutschen von C-S-H Teilchen das Kriechen verursacht. Gemäß dieser Theorie bewegen sich die Teilchen über die Zeit, wie in tonigem Material, in Richtung der maximalen Packungsdichte.

#### 3.1.1.1 Einflussfaktoren für das Kriechen

Verschiedene Parameter beeinflussen das Kriechen im Beton. Den größten Einfluss weisen die folgenden zwei Parameter auf: zum einen die Höhe der Belastung, generell definiert als Prozentanteil der Druck- oder Zugfestigkeit und zum anderen das Betonalter zu Belastungsbeginn. Die Kriechzahl, insbesondere im ersten Monat nach Belastungsbeginn, hängt stark von dem Zeitpunkt des Belastungsbeginns ab. Die Höhe der Belastung spielt ebenfalls eine bedeutende Rolle: bis zu einem bestimmten Niveau sind die Kriechdehnungen nahezu proportional zur aufgebrachten Spannung. Ist dieser Punkt überschritten, verhalten sich die Kriechdehnungen überproportional, wahrscheinlich aufgrund der Mikrorissbildung im Zementstein oder aufgrund anderer Mechanismen. Das typische Verhalten dieser beiden Parameter kann aus Abb. 3.4 entnommen werden.

Zudem wirkt sich die Feuchtigkeit der Umgebungsluft auf den Wasserverlust des Betons aus. Ein größerer Wasserverlust verursacht eine größere Schwinddehnung. Mit diesem Zusammenhang ist auch ein geometrischer Effekt verbunden. Je kleiner das Verhältnis Fläche/Umfang des Querschnitts ist desto leichter kann das Wasser den Betonkörper verlassen. Die Betonzusammensetzung und dabei hauptsächlich der Wasserzementwert (*Anders (2012)*) wirken sich ebenfalls auf das Kriechverhalten des Betons aus. Da der Kriechvorgang im Zementstein stattfindet, können unterschiedliche Anteile an Zuschlagstoffen das Kriechen des Betons beeinflussen. Weiterhin kann sich auch die Temperatur auf das Kriechverhalten auswirken. Insbesondere hohe Temperaturen beschleunigen die Hydratation. Der Beton kriecht im jungen Alter im stärkeren Maße und dann mit zunehmendem Alter weniger. (*Atrushi (2003)*)

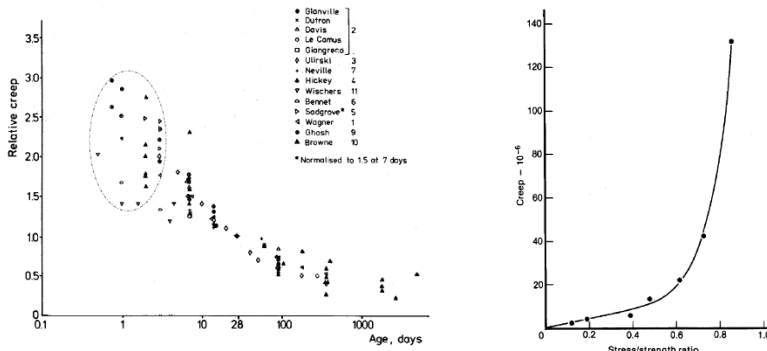


Abb. 3.4: Links: Einfluss des Betonalters auf die Kriechverformung bei Belastungsbeginn (aus Parrot 1978); rechts: Einfluss des Belastungsniveaus, Kriechen relativ zu einem Betonalter von 28 Tagen (aus Neville et. Al. 1983)

### 3.1.2 Kriechen, Schwinden und Schwellen bei HPC und UHPC

Grundsätzlich sind bei hochfesten Betonen (High Performance Concrete, kurz HPC) die gleichen Mechanismen, die zum Kriechen und Schwinden führen, zu beobachten wie im UHPC. Jedoch ist die Struktur der C-S-H Phasen bei UHPC im Vergleich zum HPC aufgrund der Feinstoffe viel feiner und es bilden sich mehrere kleine Kristalle aus. In der Literatur findet sich nur eine geringe Anzahl an Untersuchungen zum Kriechen in UHPC. Das Schwinden ist bei UHPC aufgrund des hohen Zementanteils hauptsächlich chemischer Natur und erfolgt größtenteils in den ersten Stunden nach der Betonage. In der Literatur werden für das Schwinden Werte im Bereich zwischen ca. 0,40 und 0,95 mm/m (z. B. *Fehling und Schmidt (2005)*, *Kim et al. (2012)* und *SIA Richtlinie 2052...*) angegeben. Das Trocknungsschwinden besitzt im Vergleich nur einen sehr geringen Anteil bzw. ist fast zu vernachlässigen (*Habel et al. (2007)*).

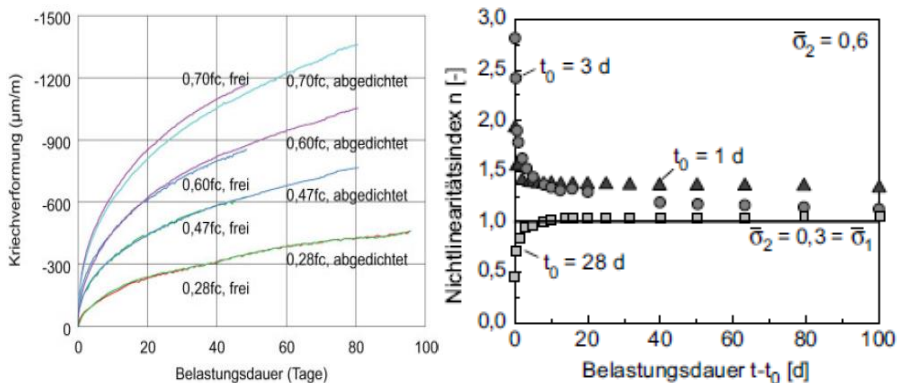


Abb. 3.5: Links: Kriechdehnung von 28 Tage altem UHPC mit Druckspannungen zwischen 0,28 und 0,70  $f_c$  für frei trocknende und versiegelte Probekörper (*Tue et al. (2006)*); rechts: und der Nichtlinearitätsindex  $n$  nach *Anders und Müller (2014)*, aus *Anders (2012)* für drei verschiedene Betonalter

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

Mit einer geeigneten Wärmebehandlung kann das Kriechen deutlich reduziert werden. Das Schwinden kann in diesem Fall als abgeschlossen angesehen werden (*Fehling und Schmidt (2005)*, *AFGC Recommendations (2013)*).

Einige der ersten experimentellen Untersuchungen wurden von *Fehling und Schmidt (2005)* durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Betonmischungen ( $w/z = 0,24$ ) mit und ohne Wärmebehandlung untersucht. Der größte Teil des Schwindens, mit 0,38 bis 0,49 mm/m für fein bzw. grobkörnige Betone, trat innerhalb der ersten 30 Stunden nach der Betonage auf. Nach 62 Tage war der Unterschied bei den Schwinddehnungen noch markanter mit 0,82 mm/m für den feinkörnigen UHPC und ca. 33% weniger für den Grobkörnigen. Nach einer Belasungsdauer von 90 Tage und einem Betonalter von 28 Tagen zu Belastungsbeginn wurden Kriechzahlen von 0,2 bzw. 0,5 für wärmebehandelte (bei 90°C) bzw. nicht wärmebehandelte Probekörper ermittelt.

*Tue et al. (2006)* ermittelten ebenfalls kleinere Kriechzahlen bei UHPC als bei normalfestem und hochfestem Beton. Weiterhin wurde eine langsame Entwicklung des Kriechens über die Zeit bei UHPC beobachtet. Als Grund vermuten *Tue et al. (2006)* das dichte Mikrogefüge und das Fehlen von Kapillarwasser, wodurch die Wasserteilchen in ihrer Bewegungen verlangsamt werden. Das Trocknungskriechen war hiernach vernachlässigbar. In Abb. 3.5 links werden die Kriechverformungen von frei trocknenden und abgedichteten Probekörpern aufgetragen. Bis zu einer Belastung von  $0,6f_c$  sind kaum Unterschiede festzustellen. Nach den Untersuchung von *Tue et al. (2006)* an 28 Tagen alten Probekörpern konnte eine Linearität zwischen den Kriechdehnungen und der Druckspannung bis 60% der Druckfestigkeit beobachtet werden. Dieser Wert liegt somit etwas über den in den meisten Ansätzen verwendeten 40 bis 45% für normalfeste Betone.

Die Nichtlinearitätsgrenze ändert sich allerdings mit dem Betonalter. *Anders und Müller (2014)* stellten bei jungen UHPC Probekörper mit einem Alter bei der Belastung zwischen 1 und 3 Tagen eine Überproportionalität schon ab Druckspannungen von mehr als  $0,3 f_c$  fest. Bei einer Alter von 28 Tagen ab Belastungsbeginn lag die Grenze auf dem gleichen Niveau von ca.  $0,6f_c$ , wie *Tue et al. (2006)* in seinen Versuchen ermittelt haben. Als Maß der Nichtlinearität verwenden *Anders und Müller (2014)* die Faktor  $n = \varepsilon_{cc}(\sigma = 0,6) / \varepsilon_{cc}(\sigma = 0,3)$ , dargestellt in (Abb. 3.5 links). Wobei  $\varepsilon(\sigma = 0,6)$  und  $\varepsilon_{cc}(\sigma = 0,3)$  die gemessenen Dehnungen bei 30 und 60% der Druckfestigkeit sind. Es zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der Nichtlinearität von dem Betonalter.

*Graybeal (2005)* führte Druckkriechversuche an Ductal® Ø 102 x 204 mm-Zylindern mit einem Betonalter von 28 Tagen mit unterschiedlichen Behandlungen über einen Zeitraum von einem Jahr durch. Die geschätzten asymptotischen Werte der Kriechzahlen lagen zwischen 0,3 für wärmebehandelte (unabhängig von dem Zeitpunkt der Wärmebehandlung) und 0,8 für nicht behandelte Probekörper. Darüber hinaus führte *Graybeal (2005)* 30-minütige Kurzzeitversuche durch, bei denen er das Versagen erst mit Belastungen höher als  $0,9f_c$  beobachtete. In Gegensatz zu *Acker (2004)* sieht *Graybeal (2005)* den Fehler, der durch eine getrennte Betrachtung des Einflusses von Kriechen und Schwinden entsteht, als vernachlässigbar klein an.



Auch *Flietstra et al. (2012)* untersuchten den Einfluss einer Wärmebehandlung von 60°C bei Druckkriechversuchen an Ductal® mit unterschiedlichen Betonaltern und Lasten von 0,2 und 0,6  $f_c$ . Das Schwinden bei nicht behandelten Probekörper war in einer Größenordnung von 400  $\mu\text{m}/\text{m}$  in den ersten 30 Tagen. Die ermittelten Kriechzahlen lagen bei 0,76 bzw. 1,12. Es konnte keine Abhängigkeit der Kriechzahl vom Betonalter bei der Behandlung festgestellt werden. Einige Probekörper wurden sogar unter Belastung wärmebehandelt. In diesem Fall waren die Kriechdehnungen größer. Allerdings traten nach der Wärmebehandlung keine weiteren nennenswerten Kriechdehnungen bei Belastung mehr auf.

*Francisco et al. (2012)* untersuchten wärmebehandelten UHPC (w/z = 0,2) bei 65°C direkt nach der Betonage mit Belastungen von 0,25  $f_c$  und 0,4  $f_c$ . Das entspricht für die Hydratation nach 20 Stunden (nach *DIN EN 1992-2*) einem Betonalter von 5 Tagen. Unter diesen Bedingungen war die Kriechdehnung nahezu spannungslinear bis zu einer Belastung von 0,4  $f_c$ . Die Ergebnisse konnten mit minimalen Änderungen mit dem Modell von *DIN EN 1992-2* gut abgebildet werden.

*Acker (2004)* versucht mit seiner Theorie das geringere Schwinden und Kriechen von UHPC wie folgt zu begründen: Die Hydratation erfolgt sehr schnell und mit weniger Wasser als bei normalfestem Beton, so dass die Betonfeuchtigkeit unmittelbar unter die Umgebungsfuchte fällt. Der Beton wird durch sehr hohe hygrische Spannungen beansprucht, wodurch sich die plastischen irreversiblen Verformungen größtenteils bereits ausbilden und die C-S-H Mikrostruktur dann kompakter wird. Neben dem Schwinden kann es auch zu einem sogenannten „Schwellen“ des Betons kommen. Darunter versteht man die Volumenzunahme vom Beton infolge einer Erhöhung der Luftfeuchtigkeit und das Eindringen von Wasser in die Luftporen.

*Miyazawa und Monteiro (1996)* konnten in ihren Versuchen bei einer Einlagerung von Probekörpern in einer feuchten Umgebung eine Schwelldehnung messen. Dieses Phänomen trat in Abhängigkeit der Abmessungen des Probekörpers auf und betraf nur den Zementstein. Probekörper mit Abmessungen kleiner als 38x38 mm zeigten das Schwellen direkt nach der Einlagerung, während größere Probekörper erst später eine messbare Schwelldehnung aufwiesen. Dies kann damit begründet werden, dass das Wasser zum Durchdringen des Betonquerschnittes eine größere Zeitspanne benötigt als in kleineren Querschnitten. Untersuchungen an reinen Mörtel- und HPC-Mischungen mit Zuschlägen wiesen drauf hin, dass u. a. die Porosität der ITZ dafür verantwortlich war.

Ähnliche Ergebnisse bezüglich das Schwellens wurden von *Acker (2004)* erzielt, womit die Abhängigkeit des Schwellens oder Schwindens von der Porosität des Betons und dem Eindringen des Wassers in den Betonquerschnitt bestätigt werden konnte. Die Schwelldehnung kann nach *Acker (2004)* Werte im Bereich von 0,1 bis zu 0,2% erreichen.

Eine Quellverformung von bis zu 60  $\mu\text{m}/\text{m}$  innerhalb von 60 Tage wurde von *Anders und Müller (2014)* nach einer Wärmebehandlung festgestellt. Dies war unabhängig davon, ob die Probekörper während der Wärmebehandlung versiegelt oder unversiegelt waren. Eine Begründung hierfür konnte nicht gefunden werden.

### 3.1.3 Druckkriechen und Schwinden bei faserverstärkten Betonen (FRC)

Die Zugabe von Fasern scheint einen sehr geringen Einfluss auf das Druckkriechen und Schwinden zu haben. Die ersten Untersuchungen zu dieser Thematik wurden von *Mangat und Azari (1986)* durchgeführt. Es ergab sich im Allgemeinen ein sehr ähnliches Verhalten von faserverstärktem Beton im Vergleich zu Beton ohne Fasern. Zudem war der Einfluss der Stahlfasern auf den Zementstein höher als auf Mörtel oder Beton. Geringe, abmindernde Effekte auf das Grundkriechen und Schwinden wurden auch von *Chern und Young (1989)* bestätigt. *Zhang (2003)* formuliert einen Ansatz zur Berücksichtigung der Faserzugabe in Bezug auf das Kriechverhalten. Bei dieser Arbeit sind die berücksichtigten Parameter die E-Moduln von Beton und Stahl, der Fasergehalt und die Ausrichtung der Fasern sowie das Länge-Durchmesser Verhältnis der Fasern. *Fehling und Schmidt (2005)* konnten in ihren Untersuchungen keinen Einfluss der Fasern auf das Kriechen feststellen, obwohl eine sehr kleine Schwindreduktion bei feinkörnigem UHPC beobachtet werden konnte. *Sprince et al. (2012)* verzeichneten ebenfalls eine geringe Reduktion des Schwindens in HPC durch die Zugabe von 0,6 und 0,8 Vol.-% PVA (Polyvinylalkohol) Fasern. Allerdings konnte kein Effekt hinsichtlich des Kriechens für Belastungsalter zwischen 1 und 28 Tagen festgestellt werden.

## 3.2 Kriech- und Schwindmodellierung in Normen und Richtlinien

In den folgenden Abschnitten werden maßgebende Ansätze zur Modellierung von Kriechen und Schwinden im Beton vorgestellt. Diese Modelle dienen nicht nur als Grundlage für die Auswertung der Versuche zur Charakterisierung des Druckkriechens der im Rahmen dieser Forschungsarbeit verwendeten UHPC-Mischung, sondern auch als „Vorlage“ für die Modellierung des Zugkriechens im gerissenen Querschnitt.

### 3.2.1 Eurocode 2

#### 3.2.1.1 DIN EN 1992-1-1 (EC2, Teil 1)

In *DIN EN 1992-1-1* werden für die Berechnung des Druckkriechens als Hauptparameter neben dem Belastungsniveau, der Belastungsdauer und dem Belastungsbeginn, die Umgebungsfeuchte, der Erhärtungsgrad, die Betonzusammensetzung und die Bauteilabmessung berücksichtigt.

Die Kriechverformungen  $\varepsilon_{cc}$  werden mithilfe der sogenannten Endkriechzahl  $\varphi_0(\infty, t_0)$  und der elastischen Dehnung  $\sigma_c/E_c$  berechnet:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi_0(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3-4)$$

mit dem Tangentenmodul  $E_c$ , der zu  $1,05E_{cm}$  angenommen wird.

Die Nichtlinearitätsgrenze wird bei einer Druckspannung von  $\sigma_c = 0,45 f_{ck}(t_0)$  gesetzt,  $t_0$  ist hierbei der Zeitpunkt der Belastung. Die Endkriechzahl ändert sich somit wie folgt:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi_0(\infty, t_0) \cdot e^{1,5(k_\sigma - 0,45)} \quad (3-5)$$

Dabei beschreibt  $k_\sigma$  das Spannungs-Festigkeitsverhältnis  $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$  zum Zeitpunkt der Belastung  $t_0$ .

Die Berechnung des Druckkriechens und des Schwindens werden im informativen Anhang B des Eurocodes 2 behandelt. Der Kriechzahl wird darin als Produkt der Grundzahl  $\varphi_0$  und des Beiwertes  $\beta_c(t, t_0)$  berechnet:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3-6)$$

Die Grundzahl wird dabei als  $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$  definiert. Die drei Faktoren der Gleichung berücksichtigen die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung ( $\varphi_{RH}$ ) und die Betondruckfestigkeit  $\beta(f_{cm})$  sowie den Zeitpunkt des Belastungsbeginns  $\beta(t_0)$ . Die Bauteilabmessungen werden in  $\varphi_{RH}$  durch die wirksame Bauteildicke berücksichtigt:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3-7)$$

Dabei ist  $A_c$  die Fläche des Betonquerschnitts und  $u$  der Umfang desjenigen Querschnittes, der der Trocknung ausgesetzt ist. Der Faktor  $\beta_c(t, t_0)$  beschreibt die zeitliche Entwicklung nach Belastungsbeginn und hängt vom Zeitpunkt der Belastung, dem Betonalter und von der relativen Luftfeuchte ab. Die Auswirkung der Zementart (S, R oder N) auf die Kriechzahl erfolgt hier durch Anpassung des Betonalters.

Die Gesamtschwinddehnung  $\varepsilon_{cs}$  wird mittels den zwei Anteilen aus der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}$  und der autogenen Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}$  berechnet

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3-8)$$

Die Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd}$  wird mit den beiden folgenden Gleichungen berechnet:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad \text{und} \quad \varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3-9)$$

Der Parameter  $k_h$  hängt von der wirksamen Querschnittsdicke  $h_0$  ab,  $\beta_{ds}(t, t_s)$  ist abhängig vom Zeitpunkt der Belastung  $t$  und vom Betonalter  $t_s$ :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3-10)$$

Der Grundwert der Trocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd,0}$  errechnet sich zu:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3-11)$$

Die Luftfeuchte wird über den Faktor  $\beta_{RH}$  berücksichtigt,  $\alpha_{ds1}$  und  $\alpha_{ds2}$  hängen von der Zementart ab. Die autogene Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}$  wird mithilfe der Gleichung (3-12) berechnet:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3-12)$$

In die Gleichung (3-12) geht der Endwert der autogenen Schwinddehnung  $\varepsilon_{ca}(\infty)$  als Funktion der Betondruckfestigkeit ein,  $\beta_{as}(t)$  beschreibt die Zeitabhängigkeit.

Bei den in *DIN EN 1992-1-1* tabellarisch gegebenen Schwindgrundwerten  $\varepsilon_{cd,0}$  ist eine Standardabweichung von ca. 30% zu erwarten, weshalb zusätzliche experimentelle

Untersuchungen bzw. die Berücksichtigung empirischer Werte für epfindliche Bauwerke empfohlen werden.

In Allgemeinen sind die Gleichungen für die Kriechzahl, die Trocknungsschwinddehnung und die autogene Schwinddehnung ähnlich aufgebaut, indem zum einen die Nennwerte angegeben werden und zum anderen ein Faktor  $\beta$  berücksichtigt wird, der die zeitliche Entwicklung abbildet.

### 3.2.1.2 DIN EN 1992-2 (EC2, Teil 2)

Ein weiteres Berechnungsmodell findet sich in Teil 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“ (*DIN EN 1992-2*), der insbesondere für R-Zemente mit Festigkeiten über C50/60 und auch für Betone mit der Zugabe von Silika gilt. Aufgrund der unterschiedlichen Geschwindigkeiten beim Kriechen und Schwinden ist für diese Betone das Modell aus EC 2, Teil 1 zu ungenau. Kriechen und Schwinden werden, wie in Abschnitt 3.1 erläutert wurde, jeweils in zwei Anteile getrennt: in chemisches Schwinden und Trocknungsschwinden sowie in Grundfließen und Trocknungsfließen. Auch in diesem Fall ist bei den Ergebnissen eine Streuung von bis zu 30% zu erwarten. Daher werden bei höherem Genauigkeitsbedarf oder frühzeitiger Belastung zusätzliche Laboruntersuchungen empfohlen.

Chemisches Schwinden wird erst ab einer Festigkeit von  $0,1 f_{ck}$  berücksichtigt und mit folgender Gleichung (3-13) bestimmt:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left( 2,2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6} \quad (3-13)$$

Ab dem 28. Tag wird dann mit einer Funktion über die Zeit gerechnet:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) [2,8 - 1,1 \exp(-t/96)] \cdot 10^{-6} \quad (3-14)$$

Das Trocknungsschwinden  $\varepsilon_{cd}(t)$  wird wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad (3-15)$$

Der Parameter  $K(f_{ck})$  ist von der Festigkeit abhängig, der Faktor  $\beta_{cd}$  wird gleich 0,007 für Betone mit Mikrosilika (mehr als 5 Vol.-%) bzw. gleich  $\beta_{cd} = 0,021$  für Betone ohne Mikrosilika gesetzt.

Das Kriechen wird mit der nachfolgenden Gleichung als Summe des Trocknungs- und Grundkriechens ermittelt:

$$\varepsilon_{cd}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (3-16)$$

Das Grundkriechen ist mit der folgenden Gleichung (3-17) zu berechnen:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_0 \left[ \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \right] \quad (3-17)$$

Dabei hängen  $\varphi_0$  und  $\beta_{bc}$  von der Betonfestigkeit und vom Vorhandensein von Silika ab.

Das Trocknungskriechen wird gemäß der Gleichung (3-18) berechnet

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (3-18)$$

$\varphi_{d0}$  wird hierbei gleich 1.000 gesetzt für Betone mit Mikrosilika und 3.200 für Betone ohne Mikrosilika.

### 3.2.1.3 DIN EN 1992-2 (EC2, Teil 2) Experimentelle Untersuchungsverfahren

DIN EN 1992-2 erlaubt auch die Ermittlung einiger Kriechparameter mittels Dauerlastversuchen mit einer Dauer von mindestens sechs Monaten unter kontrollierten Bedingungen.

Das chemisches Schwinden wird wie in (3-19) aufgeführt berechnet:

$$\begin{cases} \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20) \left( 2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6}; & \text{für } t < 28T \\ \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20) \left[ \beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp\left(-\frac{t}{\beta_{ca4}}\right) \right] \cdot 10^{-6}; & \text{für } t > 28T \end{cases} \quad (3-19)$$

Dabei  $\beta_{ca1}$ ,  $\beta_{ca2}$ ,  $\beta_{ca3}$  und  $\beta_{ca4}$  so zu wählen sind, dass der quadratische Fehler zwischen Versuchsverlauf und Regressionskurve minimiert wird. Mit einem ähnlichen Verfahren erfolgt die Ermittlung der Parameter  $\beta_{cd1}$  und  $\beta_{cd2}$  für das Trocknungsschwinden:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} K(f_{ck}) \frac{[72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH](t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2} \quad (3-20)$$

Auch das Grundfließen (3-21) wird durch Fehlerminimierung über der Parameter  $\beta_{cd1}$  berechnet:

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{d0} \left[ \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \right] \quad (3-21)$$

Der Parameter  $\beta_{bc}$  wird dabei mittels der nachfolgenden Gleichungen ermittelt:

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right); & \text{für Microsilicabeton} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right); & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases} \quad (3-22)$$

$\beta_{bc2}$  ist ein durch Fehlerminimierung ermittelten Parameter.

Ebenso wird für das Trocknungsfließen der Parameter  $\varphi_{d0}$  aus (3-23) ermittelt:

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (3-23)$$

DIN EN 1992-2 schlägt zudem vor, einen Sicherheitsfaktor  $\gamma_{lt}$  zu berücksichtigen, um den zusätzlichen Fehler, der durch die Extrapolation über eine längere Zeitspanne entstehen kann, zu verringern. Dieser Faktor liegt zwischen 1,00 für Zeiträume kürzer als ein Jahr bis 1,25 für Zeiträume länger als 300 Jahre.

### 3.2.2 AFGC Richtlinie

In den *AFGC Recommendations (2013)* werden für Kriechen und Schwinden nur Richtwerte für ein Vorentwurfsstadium angegeben. Für genauere Werte wird auf das experimentelle Verfahren des Eurocodes 2 verwiesen.

#### 3.2.2.1 Schwinden

Die Richtlinie gibt als Richtwerte für das Schwinden 550  $\mu\text{m}/\text{m}$  und 150  $\mu\text{m}/\text{m}$  für das chemische- bzw. für das Trocknungsschwinden bei Umgebungsbedingungen mit einer relativen Luftfeuchte von ca. 50 – 70% an. Bei Wärmebehandlung wird unterstellt, dass sich die gesamte Schwinddehnung während der Wärmebehandlung ausbildet, weshalb sie nachfolgend vernachlässigt werden kann.

In den *AFGC Recommendations (2013)* wird auf die Ergebnisse von *Loukili (1996)* verwiesen, welche abhängig vom Wasserzementwert die folgenden Werte für die Schwinddehnungen aufweisen: 250  $\mu\text{m}/\text{m}$  für einen Wasserzementwert  $W/Z = 0,09$ ; 350  $\mu\text{m}/\text{m}$  für  $W/Z = 0,15$  und 550  $\mu\text{m}/\text{m}$  für  $W/Z = 0,17-0,20$ . Zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung wird die folgende Gleichung (3-23) aufgeführt:

$$\varepsilon_{ca} = A \cdot \exp\left(\frac{B}{\sqrt{C + t}}\right) \quad [\mu/\text{m}] \quad (3-24)$$

mit  $A = \varepsilon_{\infty} = 525$ ,  $B = 2,5$  und  $C = 0,5 \varepsilon_{\infty}$ .

#### 3.2.2.2 Kriechen

Bezüglich des Kriechens werden in der Richtlinie lediglich Richtwerte für die Endkriechzahl  $\varphi$  angegeben:

- $\varphi = 0,8$  für UHPC ohne Wärmebehandlung,
- $\varphi = 0,4$  mit Wärmebehandlung „first type“, (Temperatur niedriger als 65°C, direkt nach der Betonage) und
- $\varphi = 0,2$  mit Wärmebehandlung (bei einer Temperatur von 90°C, zwischen 2 und 5 Tagen nach der Betonage).

Für kriechempfindliche Strukturen wird weiterhin empfohlen, die in *DIN EN 1992-2* aufgeführte experimentelle Methode heranzuziehen. Diese ist vor allem für UHPC ohne Wärmebehandlung zu empfehlen ist. Zudem wird hinsichtlich der Dauerstandfestigkeit in *AFGC Recommendations (2013)* eine Begrenzung auf  $0,85f_c$  empfohlen.

Nach *Loukili (1996)* wird das Grundkriechen mit der folgenden Gleichung bestimmt:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t_0)f(t - t_0) + h(t_0) \quad (3-25)$$

Der Zeitpunkt des Belastungsbeginns wird über die Funktionen  $\varphi(t_0)$  und  $h(t_0)$  berücksichtigt,  $f(t - t_0)$  bildet die zeitliche Entwicklung ab:

$$\varphi(t_0) = 19 \cdot \exp\left(\sqrt{\frac{0,1}{t_0 - 2,65}}\right) \quad (3-26)$$

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}}}{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}} + 1} \quad (3-27)$$

$$h(t_0) = 18 \cdot \exp\left(\sqrt{\frac{0,2}{t_0 + 1,2}}\right) \quad (3-28)$$

Im Falle einer Wärmebehandlung ist die folgende Gleichung zu verwenden (Loukili (1996)):

$$\varphi(t_0) = 1 + K_{fl} \cdot f(t - t_0) = 1 + 0,30 \cdot \frac{(t - t_0)^{0,6}}{(t - t_0)^{0,6} + 10} \quad (3-29)$$

Loukili (1996) weist darauf hin, dass die Versuchszahl, auf deren Grundlage die aufgeführten Ergebnisse bzw. Formeln (3-26) bis (3-29) generiert wurden, gering war. Aus diesem Grund sind die Ergebnisse dieser Berechnungen stets kritisch zu betrachten und zu beurteilen.

### 3.2.2.3 CERIB Anpassung der experimentellen Methode aus DIN EN 1992-2

In den *AFGC Recommendations (2013)* wird die Arbeit des Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton (CERIB) zum experimentellen Modell aus EC2 für UHPC mit Wärmebehandlung „of first type“ einbezogen.

Das Betonalter  $t_t$  wird nach der Wärmebehandlung entsprechend angepasst:

$$t_t = \sum_{i=1}^n e^{-[4000/(273+T(\Delta t_i)-13,65)]} \cdot \Delta t_i \quad (3-30)$$

Hierbei  $T(\Delta t_i)$  beschreibt die Temperatur, welcher der Probekörper während der Dauer  $\Delta t_i$  der Wärmebehandlung ausgesetzt ist. Die Gleichung (3-19) zur Bestimmung der Grundschrinddehnung ändert sich daher zu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20) \left( \beta_{ca2} - \beta_{ca3} e^{-\frac{t}{b_{ca4}}} \right) \cdot 10^{-6} \quad (3-31)$$

wobei die Koeffizienten  $\beta_{ca1}$ ,  $\beta_{ca2}$ ,  $\beta_{ca3}$  und  $\beta_{ca4}$  durch Experimente zu bestimmen sind. Die Gleichung (3-20) zum Grundkriechen wird wie folgt geändert:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K[72e^{-0,046f_{ck}} + 75 - RH](t - t_s)}{(t - t_s) + \beta_{cd} \cdot h_0^2} \cdot 10^{-6} \quad (3-32)$$

Dabei ist  $\beta_{cd}$  ein Parameter für die experimentelle Anpassung. Die Gleichungen (3-21) und (3-24) bleiben unverändert.

### 3.2.3 SIA Richtlinie 2052

Auch in der schweizerischen Richtlinie werden nur allgemeine Richtwerte angegeben. Dies sind ähnlich wie diejenigen in den *AFGC Recommendations (2013)*. Die Abhängigkeit von der Zeit ist vergleichbar mit dem Ansatz aus *DIN EN 1992-2*, mit dem Unterschied, dass der Exponent von  $(t - t_0)$  zu 0,6 gesetzt wird:

$$\varphi_U(t, t_0) = \varphi_{U\infty}(t, t_0) \cdot \frac{(t - t_0)^{0,6}}{(t - t_0)^{0,6} + b} \quad (3-33)$$

Der Beiwert  $b$  und die Endkriechzahl  $\varphi_{U\infty}(t, t_0)$  werden tabellarisch für einen Belastungsbeginn  $t_0$  von 4, 7, 28 Tagen und für wärmebehandelten UHPC angegeben. Für die Endkriechzahl gelten entsprechend der vier Fälle die folgenden Werte: 1,2, 1,0, 0,9 und 0,3. Diese sind somit geringfügig höher als die Werte in den *AFGC Recommendations (2013)*. Als Nichtlinearitätsgrenze für die Gültigkeit dieses Ansatzes wird  $0,4f_c$  angegeben.

Zur Berechnung des Schwindens wird die folgende Gleichung aufgeführt:

$$\varepsilon_{Us}(t) = \varepsilon_{Us,\infty} \cdot e^{-\frac{c}{\sqrt{t-d}}} \quad (3-34)$$

Der Parameter  $d$  ist gleich 0,86 zu setzen. Der Parameter  $c$  wird gleich 2,48 für CEM I bzw. 1,3 für CEM III gesetzt.  $\varepsilon_{Us,\infty}$  ist das Endschwinden und kann zwischen 0,6‰ und 0,95‰ angenommen werden. Es zeigt sich, dass die hier verwendete Gleichung grundsätzlich ähnlich zu der der *AFGC Recommendations (2013)* ist, wobei die Endwerte  $\varepsilon_{Us,\infty}$  im Vergleich höher eingeschätzt werden.

### 3.2.4 Tue et al. (2006)

Auf der Basis von experimentellen Untersuchungen lehnen *Tue et al. (2006)* ihr Berechnungsmodell an die *DIN 1045-1* an, mit folgenden drei Änderungen:

- 1) Zur Berücksichtigung der im Vergleich zum normalfesten Beton langsameren zeitlichen Entwicklung von UHPC wird der Exponent der Zeitfunktion  $\beta_c(t, t_0)$  von 0,3 auf 0,5 erhöht:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,5} \quad (3-35)$$

Dabei hängt der Faktor  $\beta_H$  von den Probekörperabmessungen und der relativen Luftfeuchte ab.

Die weiteren Änderungsvorschläge betreffen die Endkriechzahl. Diese setzt sich gemäß *DIN 1045-1* aus drei Faktoren zusammen, die jeweils die Umgebungsfeuchte ( $\varphi_{RH}$ ), die mittlere Druckfestigkeit ( $\beta_{f_{cm}}$ ) und das Betonalter zu Belastungsbeginn ( $\beta_{t_0}$ ) berücksichtigen.

- 2) Der sehr geringe Einfluss der Trocknung wird über die innere Feuchte  $RH_{in}$  in dem Faktor  $\varphi_{RH}$  berücksichtigt. Der Wert von  $\varphi_{RH}$  ist sowohl von der Zeit als auch vom Wasserzementwert abhängig.
- 3) Der Faktor zur Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  wird erhöht und wie folgt eingesetzt:

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{30,9}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3-36)$$



### 3.2.5 DFG Schwerpunktprogramm 1182

In Rahmen des DFG Schwerpunktprogrammes 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton“ wurde am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) ein Forschungsvorhaben durchgeführt, das die Definition zeitabhängiger Materialgesetze für UHPC zum Ziel hatte. Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens sind in *Anders und Müller (2014)* zusammengefasst. Dabei wurde ein Berechnungsmodell, basierend auf experimentellen Untersuchungen mit zwei verschiedenen Betonmischungen, zur Bestimmung des Kriechens, Schwindens und der Relaxation entwickelt.

Grundsätzlich wurde als Eingangsparameter zur besseren Charakterisierung des Hydrationsprozesses von ultrahochfesten Betonen anstatt der Betondruckfestigkeit  $f_c(t)$  der Wasserzementwert  $w/z$  (Zementanteil einschließlich Mikrosilika) angesetzt. Grundlagen dafür waren das Modell aus *DIN 1045-1* und die Walz-Kurven bezüglich des Zusammenhangs zwischen der Druckfestigkeit und dem Wasserzementwert (*Zement-Taschenbuch*). Das Schwinden wird erneut in Trocknungsschwinden ( $\varepsilon_{cs}$ ) und in chemisches Schwinden ( $\varepsilon_{cd}$ ) differenziert und wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs}(t) &= \varepsilon_{cs1}(t, w/z) + \varepsilon_{cs2}(t, w/z) = \varepsilon_{s1}(w/z) \cdot \beta_{s1} + \varepsilon_{s2}(w/z) \cdot \beta_{s2} \\ &= \sum_{i=1}^2 \left[ a_{si} - b_{si} \frac{(w/z)^{d_{si}}}{c_{si} + (w/z)^{c_{si}}} \right] \cdot [1 - \exp(e_{si} \cdot t^{k_{si}})]\end{aligned}\quad (3-37)$$

Die Werte für die Parameter  $a_{si}$ ,  $b_{si}$ ,  $c_{si}$ ,  $d_{si}$ ,  $e_{si}$  und  $k_{si}$  können *Anders und Müller (2014)* entnommen werden.

Hinsichtlich des Trocknungsschwindens konnte kein Einfluss des Probekörperdurchmessers (zwischen 75 mm und 150 mm) und der Stahlfasern beobachtet werden. Als Eingangsparameter wurden deshalb nur der Wasserzementwert  $w/z$  und die Trocknungsdauer  $t - t_s$  angesetzt.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd}(t) &= \varepsilon_{cd}(t) \cdot f_{ds}(t, t_s) \cdot 10^{-6} \\ &= (470 \cdot \ln(w/c) + 790) \cdot \left( \frac{t - t_s}{300 + (t - t_s)} \right) \cdot 10^{-6}\end{aligned}\quad (3-38)$$

Hierbei ist der Term  $(470 \cdot \ln(w/c) + 790) \geq 0$ . Bezüglich des Kriechens fokussierten sich die Untersuchungen auf die Erfassung nichtlinearer Effekte und deren Auswirkung auf das Relaxationsverhalten sowie auf über die Zeit veränderliche Einwirkungen. Daher wurde die zeitabhängige Verformung  $\varepsilon_{cs}(t)$  in die Anteile der Anfangsverformung  $\varepsilon_i$ , der elastisch verzögerten Kriechverformung  $\varepsilon_v$ , des Grundfließens  $\varepsilon_{bf}$  und des Trocknungsfließens  $\varepsilon_d$  unterteilt:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_i(t_0, \bar{\sigma}) + \varepsilon_v(t, t_0) + \varepsilon_d(t, t_0) + \varepsilon_{bf}(t, t_0, \bar{\sigma}) + \varepsilon_{tf}(t, t_0) \quad (3-39)$$

Abb. 3.6 zeigt eine schematische Darstellung dieser Anteile. Die elastische Anfangsverformung wird durch eine Feder dargestellt, das Grund- und Trocknungsfließen wird durch jeweils einen Dämpfer symbolisiert und die verzögerte elastische Verformung wird durch jeweils ein Element dargestellt, das aus der Parallelschaltung einer Feder und eines Dämpfers besteht.

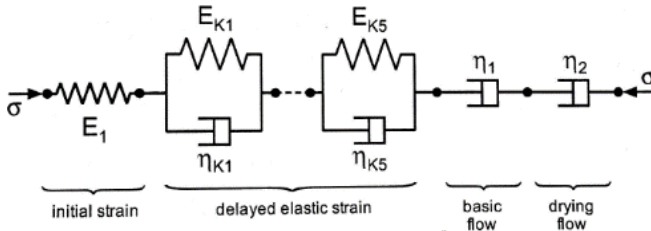


Abb. 3.6: Rheologisches Modell für das Druckkriechen (Anders und Müller (2014))

Ohne im Detail weiter auf dieses nichtlineare Modell einzugehen, wird im Folgenden ein daraus abgeleiteter, vereinfachter linearisierter Berechnungsansatz vorgestellt, der für die Berechnung des Druckkriechens bei Biegebalken von Interesse ist. In diesem Fall wird nicht mehr zwischen reversiblen und irreversiblen Verformungen unterschieden. Die Berechnung erfolgt über die Kriechzahl  $\varphi_c(t, t_0)$ . Das Kriechen wird in Grund- und Trocknungskriechen mit entsprechenden Kriechzahlen  $\varphi_{cg}(t, t_0)$  und  $\varphi_{ct}(t, t_0)$  unterteilt, die wie folgt berechnet werden:

$$\begin{aligned}\varphi_{cg}(t, t_0) &= E_{ci} \cdot h_{cg}(w/z) \cdot g_{gc}(t_0) \cdot f_{gc}(t, t_0) \\ &= E_{ci} \cdot (120 \cdot 10^{-6} \cdot w/z) \cdot \left( \frac{1}{0,1 + t_0^{2,4}} + \frac{13}{27 + t_0^{2,4}} \right) \\ &\quad \cdot \left( \frac{(t - t_0)^{0,53}}{12 \cdot \left( \frac{t_0}{10 + t_0} \right) + (t - t_0)^{0,53}} \right)\end{aligned}\quad (3-40)$$

$$\begin{aligned}\varphi_{ct}(t, t_0) &= E_{ci} \cdot h_{ct}(w/z) \cdot g_{ct}(t_0) \cdot f_{ct}(t, t_0) \\ &= E_{ci} \cdot \left( 415 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{w}{z} - 0,19 \right) \right) \cdot \left( \frac{1}{0,87 + t_0^{0,64}} \right) \\ &\quad \cdot \left( \frac{(t - t_0)^{0,53}}{12 \cdot \left( \frac{t_0}{10 + t_0} \right) + (t - t_0)^{0,53}} \right)\end{aligned}\quad (3-41)$$

Es wird ein ähnlicher Ansatz wie in *DIN EN 1992-1-1* verfolgt, wobei die Druckfestigkeit durch den Wasserzementwert ersetzt wird. Der Faktor  $h_{cg}$  verringert sich mit dem Wasserzementwert  $w/z$ . Der Wert  $g_{ct}$  gibt den Einfluss des Alterungsprozesses zu Belastungsbeginn an. Die Zeitfunktion  $f_{gc}$  hängt nicht nur von dem Belastungsalter sondern auch von der Dauer der Belastung ab. Das Dauerstandverhalten wurde ebenfalls untersucht. Je nach Mischung kam es bereits ab Lasten zwischen 80 und 85% der Kurzzeitfestigkeit bei einem Alter der Probekörper von 28 Tagen und bei Lasten von 90% der Kurzzeitfestigkeit für einen nur einen Tag alten Beton zum Versagen. Probekörper ohne Fasern hatten bereits mit 70% der kurzzeitigen Druckfestigkeit versagt. Durch die Wärmebehandlung bei 90°C wurde die Dauerstandfestigkeit bei einer der untersuchten Mischungen zusätzlich auf 70% der Kurzzeitfestigkeit reduziert. Die Ergebnisse liegen somit unterhalb der in den *AFGC Recommendations (2013)* angegebenen Werte.

### 3.3 Zugkriechen

Im Vergleich zum Druckkriechen liegen vergleichsweise wenige Untersuchungen zum Zugkriechen vor. In der Literatur finden sich zu dieser Thematik teilweise widersprüchliche Aussagen. Untersuchungen zum Zugkriechen sind im Allgemeinen als schwierig zu bewerten: Der Versuchsaufbau, die klimatischen Bedingungen und eine ggf. vorhandene Versiegelung der Probekörper können die Versuchsergebnisse bereits empfindlich beeinflussen. Zudem sind die auftretenden Verformungen sehr klein (*Atrushi (2003)*), wodurch herkömmliche Messinstrumente an ihre Grenzen stoßen können.

Darüber hinaus haben die entgegengesetzt auftretenden Schwind- und Zugkriechdehnungen die gleiche Größenordnung. Das Schwinden kann daher einen so großen Einfluss haben, dass die Versuchsergebnisse kaum in Schwinden und Kriechen differenziert werden können (*Atrushi (2003)*).

Das Zugkriechen kann durch axiale Zugversuche, Biegezugversuche (mit und ohne Kerbung des Probekörpers) oder Plattenversuche untersucht werden. Dabei werden aufgrund der leichteren Durchführbarkeit am häufigsten Versuche an Biegebalken zur Charakterisierung der Materialien durchgeführt.

#### 3.3.1 Zugkriechen bei normal- und hochfesten Betonen

Das Zugkriechen im Beton wurde erst in den letzten Jahrzehnten aufgrund seines Anteils beim Abbau von Schwind- und Zwangszugspannungen untersucht. Vor allem für Anwendungen, bei denen frische Betonschichten auf bestehendes Material aufgebracht werden, wie dies beispielsweise bei Verbundbauteilen oder bei der Bauteilsanierung (*Bissonnette und Pigeon (1995)*) der Fall ist, ist das Zugkriechen im Beton von Interesse. Die möglichen Betonzugdehnungen sind im elastischen Bereich sehr klein und liegen im Bereich von  $100 - 200 \mu\text{m}/\text{m}$ . Der Großteil der Zwangsspannungen, die infolge des Abkühlens des Bauteils bzw. infolge des Abfließens der Hydrationswärme entstehen, werden durch Kriechen oder Relaxation abgebaut (*Anders (2012)*). Daher fokussieren sich die meisten Forschungsvorhaben zu diesem Thema hauptsächlich auf Betone in den ersten Tagen („early-age“) nach der Betonage.

Bereits bei den ersten Untersuchungen mit uniaxialer Zugbeanspruchung zeigte sich der entscheidende Einfluss des Wasserzementwertes, des Betonalters zu Belastungsbeginn und des Silikagehaltes. *Bissonnette und Pigeon (1995)* beobachteten bei ihren Versuchen eine Reduzierung des Zugkriechens mit Herabsetzung des Wasserzementwerts und eine Erhöhung bei Zugabe von Silika. Diese Beobachtung zur Wirkung der Silikazugabe konnte ebenfalls von *Atrushi (2003)* bei HPC bestätigt werden.

Auch die Untersuchungen von *Kovler (1995)* und *Kovler et al. (1999)* an einen Tag alten HPC Probekörpern, die Zugspannungen von 1 und 2 MPa ausgesetzt waren, zeigten einen Zunahme der Kriechdehnungen bei Betonmischungen mit Silikazugabe. Dieser Effekt konnte allerdings nur bei relativ jungen Betonen festgestellt werden. Nach *Kovler et al. (1999)* kommt es, im Vergleich zu Betonen ohne Silikazugabe, aufgrund der Abnahme des kapillaren Wassers infolge der Hydratation zu dieser

Reduktion des Kriechens mit zunehmenden Betonalter. Hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung trat ein Großteil des Zugkriechens bei Kovler *et al.* (1999) innerhalb der ersten drei Tage auf. In Abb. 3.7 links ist der Verlauf eines Versuchs von Kovler *et al.* (1999) dargestellt: Die Gesamtdehnung war zu Beginn aufgrund des Grundkriechens positiv (Richtung der Belastung), nach etwa einem Tag überwog der Anteil des Schwindens, was eine negative Dehnung hervorrief, die entgegen der aufgetragenen Last wirkte. Ein ähnlicher Verlauf wurde auch von anderen Autoren wie beispielsweise von Ranaivomanana *et al.* (2013) oder Reinhardt und Rinder (2006) festgestellt.

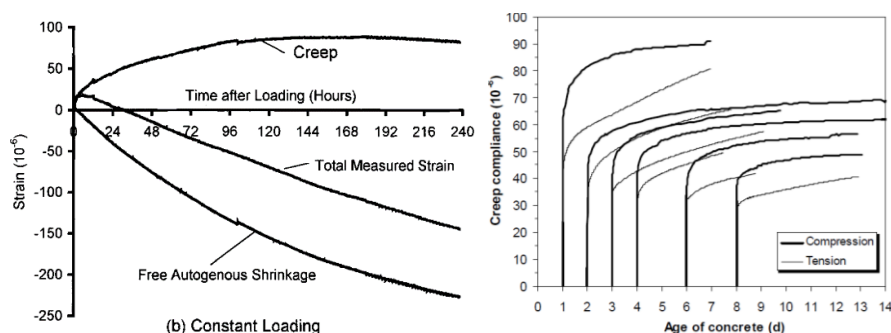


Abb. 3.7: Links: Zugkriechen im HPC aus Kovler *et al.* (1999); rechts: Vergleich von Druck- und Zugkriechen für verschiedene Betonalter bei Belastungsbeginn aus Atrushi (2003)

Reinhardt und Rinder (2006) haben Zugkriechversuche an versiegelten Probekörpern mit drei Betonen der Klassen C55/67, C70/85 und C90/115 mit 5 bis 6 MPa Zugfestigkeit durchgeführt. Die Versuche erfolgten 28 Tage nach der Betonage mit Lasten zwischen 75 und 95% der mittleren Zugfestigkeit. Probekörper mit Zugspannungen höher als 90% der Zugfestigkeit versagten direkt bei der Belastung oder kurz danach. Bei einigen der Probekörper mit einer 85-prozentigen Zugfestigkeit kam es zwischen 26 und 140 Tagen zum Versagen. Tendenziell konnte bei höheren Festigkeitsklassen ein vergleichsweise späteres Versagen bzw. kein Versagen beobachtet werden. Bei allen Versuchen wurde nach einer positiven elastischen Anfangsdehnung ein Rückgang infolge Schwindens bis hin zu negativen Werten festgestellt. Ein Beispiel zeigt Abb. 3.8 links. Die Feuchtigkeit unter der Versiegelung verringerte sich während der Versuchsdauer von ca. 600 Tagen kontinuierlich, bis der Wert der Raumfeuchtigkeit von ca. 65% erreicht wurde. Die Zugkriechdehnung, d. h. die Differenz zwischen der Gesamtdehnung und dem Schwinddehnung, war im Bereich von bis zu 150 Tagen bei den Probekörpern mit höherer Festigkeit negativ (rechts in Abb. 3.8), was von Reinhardt und Rinder (2006) mit einer Zunahme des Schwindens begründet wurde. Bei den Probekörpern unter Belastung nahm der Feuchtigkeitsgehalt in größerem Maße ab als bei den unbelasteten Probekörpern. Darüber hinaus wiesen die belasteten Probekörper, im Vergleich zu den unbelasteten Probekörpern, nach der Dauerlast eine 10% höhere Festigkeit auf. Reinhardt und Rinder (2006) lehnen sich zur Begründung der erzielten Ergebnisse an die Theorie von Powers (1968) über die Migration des Wassers in den Poren an. Somit begründen sie den geringen Feuchtegehalt und die höhere Festigkeit durch eine weiterführende Hydratation des Zements.

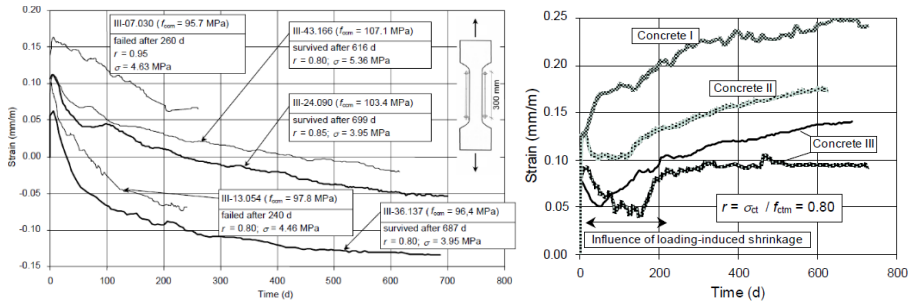


Abb. 3.8 Links: Gesamtdehnung bei den Versuchen an HPC der Klasse 90/105; rechts: Grundkriechen, als Gesamtdehnung abzüglich Schwinddehnung (Reinhardt und Rinder (2006))

Ein nichtlineares Verhältnis zwischen der Spannung und der Kriechzahl scheint sich unter Zugbeanspruchung mit höherer Belastung als unter Druckbeanspruchung einzustellen. Die Arbeiten von *Gutsch und Rostásy (1995)* und *Kordina (1999)* zeigen, dass sich die Nicht-Linearität erst bei 70% der Zugfestigkeit für Betone mit einem Alter zwischen 1 und 28 Tagen einstellt. *Rossi et al. (2012)* konnten bei normalfestem Beton die Linearität für Lasten von fast 70% der Zugfestigkeit und *Atrushi (2003)* bei HPC bis 60% der Zugfestigkeit nachweisen. Nach *Atrushi (2003)* nimmt die Nicht-Linearität mit der Belastungszeit zu.

In *Atrushi (2003)* wird das Druck- und Zugkriechen verschiedener HPC Mischungen verglichen, wobei unterschiedliche zeitliche Verläufe beobachtet wurden: Anfänglich entwickelte sich das Druckkriechen schneller und stabilisierte sich auch relativ schnell, während das Zugkriechen zu Beginn nur geringe Werte erreichte, mit der Zeit allerdings mit relativ konstanter Geschwindigkeit weiter zunahm (Abb. 3.7 rechts).

*Rossi et al. (2012)* untersuchten das Zugkriechen mit Körperschall-Emissionen analog zu den in *Rossi et al. (1994)* durchgeführten Versuche zum Druckkriechen. Im Vergleich mit dem Druckkriechen waren die Dehnungen infolge Grundkriechen (versiegelt, ohne Änderung des Wassergehaltes) bei uniaxialer Zugbeanspruchungen in Betonen, die älter als 28 Tage waren, deutlich geringer. Dieser Unterschied vergrößerte sich bei jüngeren Betonen. Die Körperschall-Emissionen, die als Hinweis für die Mikrorissbildung dienen, waren dementsprechend um ca. ein Drittel geringer im Vergleich zu den Werten für das Grundkriechen bei Druckbeanspruchung. Weiterhin stellten *Rossi et al. (2012)* fest, dass beim Zugkriechen ein Maßstabeffekt zu erkennen war, während dies beim Druckkriechen nicht der Fall war. Dies wird ebenfalls von *Omar et al. (2009)* bestätigt. *Rossi et al. (2012)* legte zur Erläuterung der experimentellen Ergebnisse die Theorie der Mikrorissbildung zu Grunde. Bei versiegelten Probekörper bildet sich unter Zugbeanspruchung eine geringere Anzahl an Mikrorissen aus, wodurch die Dehnungen entsprechend geringer ausfallen. Bei nicht versiegelten Probekörpern werden die aufgrund des Trocknungsschwindens bereits vorhandenen Mikrorisse infolge der Zugspannungen weiter ausgebildet, wodurch größere Ausdehnungen auftreten können. Unter Druckbeanspruchung werden die Schwindmikrorisse allerdings wieder komprimiert, weshalb die Dehnungen im Allgemeinen keine bedeutend größeren Werte annehmen als die Dehnungen aus Grundkriechen.

Kordina (1999) kommt durch einen Vergleich der eigenen Versuche mit den in der Literatur aufgeführten Ergebnissen zu dem Schluss, dass der Wasserzementgehalt einen erheblichen Einfluss auf das Kriechen hat. Der Autor untersuchte das Zugkriechen an normalfesten Zylindern ( $w/z = 0,55$ ) mit einem Alter von 92, 243 und 386 Tagen. Dabei lag das Zugkriechen in einem ähnlichen Bereich wie das Druckkriechen. Die Unterschiede zwischen versiegelten und nicht versiegelten Probekörpern waren relativ klein. Ähnliche Ergebnisse finden sich auch in weiteren Literaturstellen. Beispielsweise kamen Ward und Cook (1969) zu dem Schluss, dass eine Erhöhung des Wasserzementwertes von 0,58 auf 0,65 zu einer Verdoppelung der Zugkriechdehnungen führt.

Dagegen beobachteten Altoubat und Lange (2001) bei Probekörpern aus normalfestem Beton, die 27 Stunden nach der Betonage belastet wurden, eine Abnahme des Kriechens mit der Zunahme des Wasserzementwerts. Der Grund dafür ist bisher unklar, es könnte aber die Folge einer möglichen Interaktion zwischen Kriechen und Schwinden, die unter Zugspannung in entgegengesetzte Richtungen wirken, bei sehr jungen Betonen sein.

#### 3.3.2 Zugkriechen in ultrahochfestem Beton (im ungerissenen Querschnitt)

Die meisten Untersuchungen betreffen das Zugkriechen in Zusammenhang mit Zwangsspannungen infolge Schwindens als Ursache von Rissbildung. UHPFRC eignet sich nämlich gut zur Sanierung oder Verstärkung von bestehenden Bauteilen, bei denen dünne Schichten aufgebracht werden. Habel et al. (2007) untersuchten zum Beispiel die Verträglichkeit von UHPC auf einem großmaßstäblichen Verbundträger und kam zu dem Schluss, dass die Zwangszugspannungen im Beton durch Kriechen abgebaut wurden, ohne dass Schwindrisse entstanden sind.

Aufgrund der im Vergleich zum HPC noch höheren Anteile an Silika ist im jungen Alter eine große Kriechdehnung zu erwarten. Kamen et al. (2009) beobachteten in Versuchen an 3 Tage altem UHPFRC mit einem Stahlfasergehalt von 9 Vol.-% bereits ab 35% der Zugfestigkeit ein überproportionales Wachstum der Dehnungen. Switek et al. (2009) führten uniaxiale Zugkriechversuche an einem 7 Tage alten UHPC mit 9 Vol.-% Stahlfasergehalt mit einem Wasserzementwert von 0,13 und mit einer Belastung von 29, 55 und 85 der Tragfähigkeit durch und konnten in allen Fällen ein nahezu lineares Verhalten beobachten. Bei der Höchstlast betrug die Abweichung von der Linearität nur ca. 0,001 mm/m/MPa. Nur ein Probekörper versagte direkt nach der Belastung mit einer Last von 85%. Auch Switek et al. (2009) stellten eine gute Korrelation zwischen den Kriechdehnungen und der Anzahl an Schall-Emissionen fest und vermuteten, dass die Hauptursache des Kriechens in der Mikrorissbildung begründet liegt. Switek et al. (2010) wiederholten die Versuche an 3 Tage alten Betonkörpern (wie Kamen et al. (2009)) mit Lasten von 30, 60 und 90% der Zugfestigkeit von 9 MPa. Bei den höchstbelasteten Probekörpern stieg das Kriechen überproportional an. Mit den gemessenen Kriechdehnungen wurde ein Spannungsabfall infolge Relaxation von 20 bis 40% in 100 Stunden ausgerechnet.

Garas (2009) und Garas et al. (2012) haben uniaxiale Zugkriechversuche an Ductal® UHPFRC mit 2 Vol.-% Stahlfasern der Länge von 13 mm und 0,2 mm

Durchmesser durchgeführt. Im Allgemein waren die Zugkriechdehnungen für verschiedene wärme- und nicht wärmebehandelte Probekörper größer als die Druckkriechdehnungen. Hinsichtlich der Zugkriechdehnungen zeigte sich ein großer Einfluss der Wärmebehandlung: unter gleichen Bedingungen waren die Zugkriechdehnungen wärmebehandelter Probekörper nach einem Jahr etwa 60% kleiner als bei nicht wärmebehandelten Probekörpern. In Bezug auf die Auswirkung verschiedener Belastungen im Bereich von 40 bis 60% verhielten sich die Dehnungen proportional zu der Last, was einen Hinweis auf die Linearität des Kriechens in dem erwähnten Bereich liefert. Ein Versagen unter Dauerlast trat bereits ab Lasten von 70 bis 80% der Maximallast in den statischen Versuchen direkt nach der Belastung auf. Diese Belastung entsprach in etwa 80 bis 90% der Erstrisslast. In *Garas et al. (2012)* wurden keine Angaben zur Entstehung neuer Risse während der Dauerlastversuche gemacht. Anhand der Diagramme bzw. der Verläufe ist jedoch davon auszugehen, dass keine Risse entstanden. Nach *Garas et al. (2012)* wird das Zugkriechen durch andere Mechanismen als das Druckkriechen hervorgerufen und neben dem viskosen Fließen entstehen noch andere Mikrorissbildungsmechanismen. Dabei haben lokale Defekte unter Zug eine deutlich größere Auswirkung auf die Mikrorissbildung. Die Mikrorisse konzentrieren sich in dem Übergangsbereich Faser-Zementstein in einer Schicht mit einer Dicke von ca.  $10\text{ }\mu\text{m}$ . Auf Basis von Rastermikroskopaufnahmen von *Garas et al. (2012)* bedingt eine Wärmebehandlung der Probekörper eine deutliche Verbesserung dieses Übergangsbereiches, was zu geringeren Kriechdehnungen führt.

Im Folgenden werden die von verschiedenen Autoren gemessenen Werte für das spezifische Kriechen zusammenfassend aufgeführt: Für normalfesten Beton mit einem Alter bei Belastungsbeginn von einem Monat betrugen die Werte des spezifischen Kriechens für einen Messzeitpunkt nach Belastungsbeginn von einem Monat  $3\text{--}4\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$  (*Ranaivomanana et al. (2013)*). In *Tailhan et al. (2013)* wird für einen 28 Tage alten Beton bei Belastungsbeginn und einer Belastungsdauer von 40 Tagen ca.  $6\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$  angegeben. *Atrushi (2003)* erhielt für einen Beton mit einem Alter von drei Tagen bei Belastungsbeginn 2 Tage nach Belastungsbeginn bereits Werte im Bereich von  $50\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$ . In *Kovler et al. (1999)* werden für einen bei Belastungsbeginn einem Tag alten Beton Werte zwischen 20 und  $80\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$  angegeben. In *Kordina (1999)* betragen die spezifischen Zugkriechdehnungen für einen Beton mit einem Alter bei Belastungsbeginn von 3, 8 und 13 Monaten nach einem Jahr zwischen 50 und  $120\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$ . Werte im Bereich von 70 bis  $230\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$  wurden von *Kristiawan (2006)* 7 Tagen nach Belastungsbeginn für einen bei Belastungsbeginn 14 Tage alten Beton gemessen. *Switek et al. (2009)* hatten für einen zu Belastungsbeginn drei Tage alten Beton nach einer Belastungsdauer von 4 Tagen ein spezifisches Zugkriechen je nach Belastungsniveau von ca. 8 bis  $22\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$ . *Garas (2009)* erhielt bei einem 7 Tage alten Beton zu Belastungsbeginn mit einer Belastungsdauer von 7 Tagen ein spezifisches Kriechen zwischen 28 und  $125\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$  und mit einer Belastungsdauer von einem Jahr Werte zwischen 54 und  $176\text{ }\mu\text{m/m/MPa}$ . Somit waren diese Werte ca. 16 bis 18 Mal größer als die von *Garas (2009)* gemessenen Druckkriechdehnungen. Es wird deutlich, die Bestimmung einer Größenordnung für das Zugkriechen nur eingeschränkt möglich ist, da die in der Literatur angegebenen Werte stark schwanken.

### 3.3.3 Zugkriechen in stahlfaserverstärktem Beton

Die Zugabe von Fasern zu normalfesten und hochfesten Betonen scheint keinen eindeutigen Einfluss auf das Zugkriechen im ungerissenen Beton zu haben. Dennoch ist in einigen Literaturstellen ein reduzierender Effekt aufgeführt, da einige Werkstoffe wie beispielsweise Stahl gegenüber Kriechen unempfindlich sind.

In *Garas (2009)* wird ein Vergleich von Probekörpern mit einem Stahlfasergehalt von 1 Vol.-% und Probekörpern ohne Fasern durchgeführt. Es zeigten sich um 53 bis 64% höhere Kriechdehnungen bei wärmebehandelten Probekörper ohne Fasern bzw. um ca. 46% höhere Werte bei nicht wärmebehandelten Probekörpern ohne Fasern gegenüber den Probekörpern mit Stahlfasern.

In *Altoubat und Lange (2001)* zeigten sich in Beton mit Stahlfasern, der in den ersten Tagen nach der Betonage belastet wurde, kleinere Zugkriechdehnungen als in Beton ohne Stahlfasern. Als Ursache sehen die Autoren die effektive Wirkung der Fasern gegenüber der Ausbildung von Mikrorissen, die sich in den ersten Tagen nach der Betonage öffnen können, an.

Im Gegensatz zu den aufgeführten Literaturstellen beobachteten *Bissonnette und Pigeon (1995)* im ungerissenen Beton ( $w/z$  zwischen 0,35 und 0,55, Druckfestigkeitsklasse C35 bzw. C55) eine Erhöhung des Zugkriechens infolge der Zugabe von Mikrokunststoff- und Makrostahlfasern. Diese Ergebnisse wurden hinsichtlich der Mikrokunststofffasern mit einer Erhöhung des Luftporengehaltes von bis zu ca. 9 Vol.-% und hinsichtlich der Makrofasern mit einer Verschlechterung der Übergangsoberfläche Faser-Beton (ITZ) begründet.

### 3.4 Biegezugkriechen

Der folgende Abschnitt gibt eine Literaturübersicht zum Biegezugkriechen. Obwohl Biegezugversuche im Allgemeinen vergleichsweise leichter als uniaxialen Zugversuchen durchzuführen sind, besteht die Herausforderung in der Trennung der unterschiedlichen Anteile (Schwinden, Zug- und Druckkriechen).

Nach *Kordina (1999)* darf für die Biegung die gleiche Kriechzahl sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone angenommen werden. Diese Annahme findet sich als Vereinfachung auch in der Richtlinie *SIA Richtlinie 2052*.

In *Tailhan et al. (2013)* wurde das Grundkriechen unter uniaxialer Druck- und Zugbeanspruchung und deren Zusammenhang in einem biegebeanspruchten Querschnitt untersucht. In Abb. 3.9 links wird das uniaxiale spezifische Zug- und Druckkriechen für Belastungen von 50 und 70% der Biegezugfestigkeit dargestellt. Das spezifische Druckkriechen war höher als das unter Zug und bei der höchsten Belastungsstufe unter Druck war das Kriechen überproportional im Vergleich zu niedrigeren Belastungsstufen. In Abb. 3.9 rechts werden die Dehnungen in der Druck- bzw. Zugzone über die Höhe eines Biegebalkens von 180 mm aufgetragen. In diesem Fall waren die Kriechdehnungen in der Druck- und Zugzone ähnlich. Mit dem uniaxialen Druck- bzw. Zugkriechen berechneten die Autoren die Durchbiegung des Balkens mithilfe eines FEM Modells, wobei die finiten Elemente durch Kelvin-Voigt-Ketten (Federn und Dämpfer in Parallelschaltung) modelliert wurden. In Abb. 3.10 links



wird ein Vergleich der simulierten Durchbiegung und den Versuchsergebnissen dargestellt. In der Berechnung ergab sich, verglichen mit den Versuchsergebnissen, eine deutliche Überschätzung der Durchbiegung infolge Kriechen. Bessere Ergebnisse konnten durch das Vernachlässigen des Zugkriechens erzielt werden. Die Autoren kamen zu dem Schluss, dass eine zuverlässige Berechnung des Biegezugkriechens ausgehend von uniaxialen Dehnungen aufgrund des Maßstabeffekts nicht möglich sei.

Ähnlich widersprüchliche Beobachtungen machten auch *Ranaivomanana et al. (2013)*. Die Autoren untersuchten das spezifische Grundkriechen an Zylindern unter axialer Druck- und Zugbeanspruchung sowie an Biegebalken und das Schwinden an unbelasteten, versiegelten Probekörpern. Die Messungen an den Balken erfolgten seitlich in mehreren Höhen in der Druck- und Zugzone mit Dehnmessstreifen. Dadurch konnten die elastischen Verformungen und die Druck- und Zugkriechdehnungen erfasst werden. In den ersten Tagen erreichte das uniaxiale Zugkriechen etwa die Hälfte der Werte des Druckkriechens. Die absoluten Werte des Biegedruck- bzw. Biegezugkriechens waren in den ersten ca. 10 Tagen sehr ähnlich zu denen des uniaxialen Zugkriechens. Nach dieser Zeitspanne lagen die Werte etwa mittig zwischen denen des uniaxialen Druck- und des Zugkriechens. Die Werte des Druckkriechens waren dabei in jedem Fall am größten. Nach einer positiven Ausdehnung (in Lastrichtung) während der ersten 10 bis 20 Tage ging die Verformung der meisten Zylinder unter uniaxialer Zugbeanspruchung wieder zurück, wie auch in *Kovler et al. (1999)* und *Reinhardt und Rinder (2006)* beschrieben. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse von *Ranaivomanana et al. (2013)* zeigt Abb. 3.10 rechts. Wie auch in *Tailhan et al. (2013)* wies die Nulllinie der Balken die gleichen Dehnungen wie bei den unbelasteten Probekörpern auf, das Druck- und Zugkriechen wies im Vergleich ähnliche Verläufe auf (Abb. 3.10 rechts).

Nach *Ranaivomanana et al. (2013)*, unter Verweis auf *Rossi et al. (2012)*, lassen sich die experimentellen Ergebnisse durch die Mikrorissbildung wie folgt erklären: Da Mikrorisse bereits bei Spannungen, welche unterhalb der Zugfestigkeit liegen, entstehen und diese sich vorzugsweise in der Übergangszone zwischen Zementstein und den Zuschlägen ausbilden, bildet sich unter Zugbeanspruchung ein hygrischer Sog aus, welcher zur Trocknungsdehnung beiträgt und das Schwinden verstärkt. Bei trockenen Umgebungsbedingungen wird dieser Effekt durch den Wassermasseverlust nochmals verstärkt. In einem ungerissenen Balken unter Biegezugbeanspruchung beträgt die Zugzone etwa die Hälfte des Querschnittes, wovon nur in einem kleineren Bereich Zugspannungen entstehen, die eine ausgeprägte Mikrorissbildung mit sich bringen. So begründen *Ranaivomanana et al. (2013)* das größere Zugkriechen an den Biegebalken durch den kleineren Anteil des Querschnitts, welcher ein erhöhtes Schwinden aufweist. Nach der Entlastung bildeten sich die Kriechdehnungen bei allen Probekörpern, sowohl in der Zug- als auch in der Druckzone, in gleichem Maße zurück. *Ranaivomanana et al. (2013)* empfehlen, Schwinden und Kriechen entkoppelt zu betrachten, unter der Voraussetzung, dass die Probekörper nicht beschädigt werden und die aufgebrachten Lasten nicht mehr als 50% der Bruchlast betragen. Dies ist beispielsweise bei uniaxialen Zugversuchen, bei denen der gesamte Querschnitt einer konstanten hohen Zugspannung unterliegt, nicht der Fall. Zusammenfassend verursacht ein Spannungszustand nach *Ranaivomanana et al. (2013)* eine Mikrorissbildung, unabhängig davon, ob es sich um eine Druck- oder

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

Zugbeanspruchung handelt, welche zum Schwinden führt. Das Schwinden wiederum vergrößert das Druckkriechen und verkleinert das Zugkriechen.

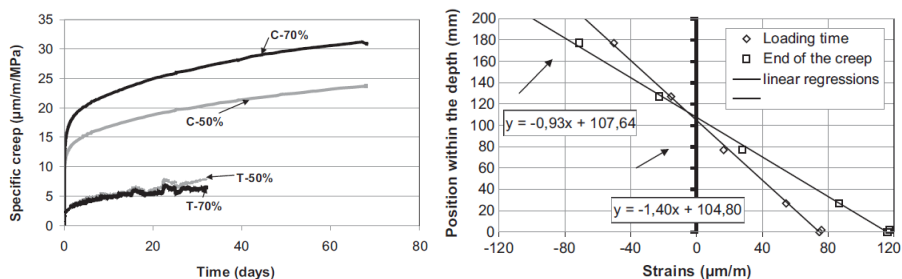


Abb. 3.9: Versuchsergebnisse von *Tailhan et al. (2013)*. Links: spezifisches Druck- und Zugkriechen bei uniaxialen Versuchen; rechts: Dehnungen bei Biegezugversuchen über die Höhe des Balkenquerschnitts

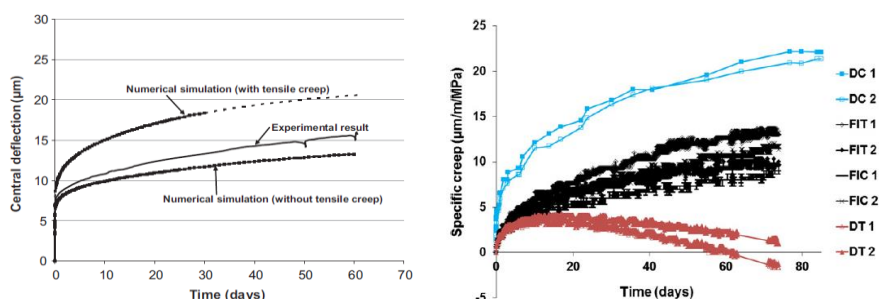


Abb. 3.10: Links: *Tailhan et al. (2013)*, gemessenen und berechnete Durchbiegung bei Vierpunktbiegeversuchen mit und ohne Zugkriechen; rechts: *Ranaivomanana et al. (2013)*, Vergleich zwischen gemessenem Grundkriechen bei uniaxialen Zug (rot dargestellt, Bezeichnung „DT“), uniaxialen Druck (blau dargestellt, Bezeichnung „DC“) sowie Zug- und Druckkriechen bei Biegebalken (schwarz dargestellt, Bezeichnung „FIT“ und „FIC“)

### 3.5 Zugkriechen im gerissenen Querschnitt für FRC

Die Wirkung von Stahlfasern auf die mechanischen Eigenschaften von UHPFRC und der Einfluss der Stahlfasern hinsichtlich der Rissbreitenbegrenzung sind bekannt (*DAfStb Richtlinie (2012)*). Dennoch könnte eine Nachgiebigkeit des Materials das Dauerstandverhalten dieses Werkstoffs im Allgemeinen beeinträchtigen, nicht nur bezüglich der Kriechdehnungen, sondern auch hinsichtlich des Tragverhaltens.

Zugkriechen in gerissenen Beton ist ein relativ junges Forschungsfeld. Die 2014 gegründete RILEM Arbeitsgruppe „Technical Committee 261-CCF“ befasst sich daher u. a. mit der Standardisierung einer Prüfmethode zur Bestimmung des Zugkriechens.

Trotz der bisher fehlenden Standards zeigt sich in der Literatur eine ähnliche Vorgehensweise der Versuchsdurchführung. Diese lässt sich im Allgemeinen in drei Phasen unterteilen, unabhängig von der Probekörperart und der Belastung (Biegung, zentrischer Zug):

- 1) Vorbelastung / Vorschädigung: Es werden ein Riss oder mehrere Risse erzeugt. Der Probekörper wird bis zu einer bestimmten Verformung, Durchbiegung, Rissbreite oder Last in einer Prüfmaschine vorbelastet. Generell wird die Dauerlast als Anteil der Belastung beim Erreichen des vorgesehenen Vorbelastungszustandes in Prozent angegeben.
- 2) Dauerlastversuch: Der Probekörper wird in einen Dauerlastprüfstand eingebaut und mit einer Last über eine bestimmte Zeit konstant beansprucht.
- 3) Resttragfähigkeitsversuch: Der Probekörper wird in eine Prüfmaschine eingebaut und bis zum Versagen belastet. Damit soll festgestellt werden, ob sich die Materialeigenschaften nach dem Dauerlastversuch verschlechtert haben und ob die gemäß der Bemessung vorgesehene Tragfähigkeit noch gewährleistet ist.

Eine schematische Darstellung eines für die oben beschriebenen Versuche charakteristischen Last-Verformungs-Diagramms ist in Abb. 3.11 dargestellt.

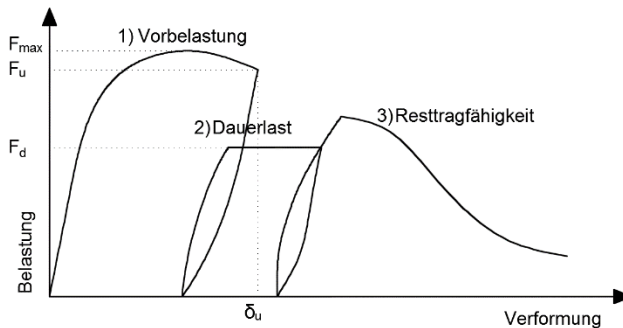


Abb. 3.11: Ablauf eines Zugkriechversuches in gerissenem Beton

Bezüglich des Versuchsaufbaus werden die Drei- oder Vierpunktbiegezugversuche aufgrund der bereits in Abschnitt 2.4.1 erwähnten Vorteile bevorzugt. Die Vierpunktbiegung ermöglicht sowohl bei Balken mit als auch ohne Kerbung die Stapelung der Probekörper und somit eine effizientere Ausnutzung der Prüfstände. In Fall von gekerbte Balken werden die in der Vorbelastungsphase erzeugten Risse in der Regel auf eine Breite von 0,1 bis zu einigen Millimetern geöffnet. Häufig weisen die Biegebalken Querschnittsabmessungen von 150 x 150 mm auf. Dies entspricht den Regelungen gemäß *DIN EN 14651* oder auch *DIN EN 12390-5*. Die Verwendung von gekerbten Balken ist für die Untersuchungen von Vorteil, da die Position des Risses bekannt ist und die Rissöffnung direkt gemessen werden kann. Ein Nachteil der Biegezugversuche ist allerdings, dass die gemessenen Durchbiegungen auch Anteile aus Druck- und Zug-kriechen sowie Schwinden beinhalten und somit aufwendiger auszuwerten sind.

Ein direkter Vergleich der Ergebnisse unterschiedlicher Versuchsreihen aus der Literatur ist nur bedingt möglich, da zum einen eine Vielzahl an Parametern und zum anderen die Streuung des Materials Einfluss nehmen können. *Kusterle (2015)* gibt zu dieser Thematik einen Überblick über abgeschlossene Forschungsvorhaben und einschlägiger Literaturstellen.

### 3.5.1 Normal- und hochfester Betonen

Dieser Abschnitt gibt einen Überblick über den aktuellen Stand der Forschung in Bezug zu normal- und hochfesten Betonen.

Der Beitrag des Betons zu der Gesamtzugfestigkeit eines faserverstärkten Bauteiles im gerissenen Querschnitt unter Dauerlast ist vernachlässigbar. Dies ergibt sich aus den Versuchen von *Carpinteri et al. (1997)* an vorbelasteten gekerbten Zylindern unter axialem Zug (Probekörpergeometrie wie in *Barr et al. (2003)*) ohne Faserverstärkung und an Biegebalken. Diese wurden bis zum Riss vorbelastet, anschließend entlastet und dann 70 bis 95% der Rislast erneut belastet. Nach der Rissbildung zeigten die Probekörper große Kriechdehnungen und ein relativ schnelles Versagen. Alle drei Kriechphasen waren in den Versuchen gut erkennbar (siehe Abb. 3.1).

#### 3.5.1.1 Kunststoff- und synthetische Fasern

Das Zugkriechen eines Bauteils kann durch die Fasern, den Beton und den Verbund zwischen den Fasern und dem Beton verursacht werden. Der größte Unterschied zwischen Stahl- und Kunststofffasern ist, dass Stahlfaser im Gegensatz zu Kunststofffasern bei Temperaturen unterhalb von 370°C und einem Spannungsniveau, das weit unterhalb der Zugfestigkeit liegt, keine relevanten eigene Kriechverformung zeigen (*van Bergen et al. (2016)*). Dagegen reagieren in der Regel synthetische Fasern im Vergleich zu Stahlfasern deutlich empfindlicher in Bezug auf die Belastungsdauer und das Belastungsniveau (*Boshoff; Mechtcherine und van Zijl (2009a)*). Um diesen Zusammenhang genauer zu charakterisieren, haben zahlreiche Forschungsvorhaben den Vergleich von Stahlfasern mit synthetischen Fasern verschiedener Materialien wie z. B. Nylon, Polypropylen, Polyphenylen, Polyphenylenether oder Polyvinylalkohol zum Ziel.

Eine der ersten Untersuchungen an synthetischen Fasern wurden von *Kurtz und Balaguru (2000)* durchgeführt. Hierbei wurde für Polypropylenfasern eine Dauerfestigkeit von 24,9% und für Nylonfasern von 38,3% der in den statischen Versuchen gemessenen Festigkeit erzielt.

*Bernard (2004)* untersuchte Spritzbetonplatten mit Stahl-, gewellten (HPP) und geraden makrosynthetischen Fasern für Tunnelanwendungen. Der Fasergehalt lag bei 50 kg/m<sup>3</sup> für die Stahl- bzw. bei ca. 9 kg/m<sup>3</sup> für die synthetischen Fasern. Die Probekörper waren runde Betonscheiben gemäß ASTM C-1550, welche auf drei Punkten gelagert und mittig belastet wurden. Während die Stahlfasern unter Last und im gerissenen Zustand lediglich eine geringe Durchbiegung infolge Kriechen aufwiesen, zeigten die Kunststofffasern eine starke Abhängigkeit vom Belastungsniveau. *Bernard (2004)* weist auf das Verfahren der Vorbelastung und der Bestimmung der Resttragfähigkeit als wichtigste Parameter für das Kriechen hin. In den Fällen, in denen das Last-Verformungsdiagramm am Ende der Vorbelastung  $\delta_u$  steil abfiel, wurden bei den Dauerlastversuchen deutlich schlechtere Ergebnisse und größere Kriechdehnungen im Vergleich zu den übrigen Versuchen erzielt. Nach *Bernard (2004)* weisen alle Fasersorten für Dauerlasten von bis zu 50% der Resttragfähigkeit und bei kleinen Anfangsrissbreiten ein ähnliches Verhalten auf. Die auf die Durchbiegung in der Mitte der Platte bezogenen Kriechzahlen bei 100 Tagen

lagen zwischen 1,6 und 2,5 für die Stahlfasern, zwischen 1,6 und 2,7 für die synthetischen Makrofasern und zwischen 3 und 29 für die HPP Fasern. In dieser Zeit wurde bei keinem der Probekörper ein asymptotischer Endwert erreicht und die Kriechdurchbiegungen nahmen weiter zu. Ein Kriechversagen wurde lediglich bei den synthetischen Makrofasern beobachtet, unter anderen weil diese ein höheres Belastungsniveau (von bis zu 96% gegenüber einem Belastungsniveau von 47% bei den Stahlfasern) aufwiesen.

*Gossla und Rieder (2009)* empfehlen eine Begrenzung der Dauerlast für Makrokunststofffaserbeton auf ca. 50% der Resttragfähigkeit. Diese Empfehlung basiert auf Versuchen mit einer Dauer von bis zu 500 Tagen, durchgeführt mit einem 55 MPa Beton mit STRUX 90/40 Fasern (aus Polyphenylenether, PPE) der Firma Grace Bauprodukte GmbH. Die Balken mit Abmessungen von 150 x 150 x 700 mm wurden bis zu einer Durchbiegung von 0,50 mm vorbelastet. Ein Versagen trat auch bei Belastungen von höher als 55% der Last am Ende der Vorbelastung ein, welche aber dennoch deutlich über der von *Gossla und Rieder (2009)* gerechneten maximal möglichen Ausnutzung von 29% im Gebrauchszustand gemäß *DAfStb Richtlinie (2012)* liegt. Für eine Belastung von ca. 50% der Last am Ende der Vorbelastung lagen die Kriechzahlen nach 90 Tagen zwischen 0,5 und 1,5 und nach 450 Tagen zwischen 1,5 und 3. Andere Balken wurden mit einer Last von 50% der Last am Ende der Vorbelastung bis ca. 1,75 mm Durchbiegung vorbelastet. Bei diesen war kein eindeutiger Einfluss der größeren Vorbelastung festzustellen. Auf der Grundlage der Beobachtungen von *Gossla und Rieder (2009)* zum Verformungsverlauf über eine Zeitspanne von ca. 3 Jahren empfehlen diese, bei Untersuchungen von synthetischen Fasern eine Mindestdauer der Kriechversuche von eineinhalb Jahren anzusetzen.

*Kusterle (2015)* untersuchte unterschiedliche Polymer- und Stahlfasern mithilfe von Vierpunktbiegeversuchen. Um den Einfluss der Feuchtigkeit ausschließen zu können, wurden die Probekörper mit den Abmessungen 150 x 150 x 700 mm mit Aluminiumfolie versiegelt. Die Versuchsdauer betrug 90 Tage. Die Probekörper wurden zunächst mit 50% der Last am Ende der Vorbelastung beansprucht. Anschließend wurde die Last auf verschiedene Laststufen zwischen 60 und 80% der Last am Ende der Vorbelastung erhöht. Die Probekörper wiesen eine Druckfestigkeit von 60 MPa auf und wurden bis zu einer Durchbiegung von ca. 1,75 mm vorbelastet. Bei den Kunststofffasern kam es bereits ab Belastungsniveaus von 50 bis 60% der Last am Ende der Vorbelastung zum Versagen (siehe auch *Kusterle (2009)*), während die Probekörper mit Stahlfasern im Allgemeinen deutlich kleinere Verformungen aufwiesen. Ein Versagen trat hier erst im Bereich von 75 bis 85% der Last am Ende der Vorbelastung entweder direkt bei oder kurz nach der Wiederbelastung auf.

Der tendenzielle Unterschied zwischen den verschiedenen Fasersorten wurde auch durch zahlreiche Versuche an unterschiedlichen Probekörpern seitens der Firma Bekaert bestätigt (*van Bergen et al. (2016)*). Die Durchbiegung von polymerfaserverstärkten Probekörpern war im Vergleich zu Probekörpern, die mit endverankerten Stahlfasern verstärkt waren, im Durchschnitt vier Mal größer. Ein Versagen unter Dauerlast konnte ausschließlich bei den kunststofffaserverstärkten Probekörpern beobachtet werden. Als maßgebenden Parameter führten *van Bergen et al. (2016)* das Belastungsniveau und die Rissbreite am Ende der Vorbelastung an.

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

---

Weiterhin wurden bei den Biegezugversuchen mit höherem Faseranteil größere Kriechverformungen beobachtet. Erklärt werden kann dies durch den Anteil des Druckkriechens an der Durchbiegung: Durch den höheren Fasergehalt erhöht sich die Last am Ende der Vorbelastung und der darauffolgenden Dauerlast beim Kriechversuch. Dauerlastversuche an Platten werden von *van Bergen et al. (2016)* nicht empfohlen. Gründe hierfür sind u. a. die Anfälligkeit des Versuchsaufbaus für Störeinflüsse, die nur bedingt kontrollierbare Ausbildung des Anfangsrissbildes und die schwierige Interpretation der Ergebnisse.

Zugversuche an zwei kommerziellen Makro-Polypropylenfasern wurden von *Vrijdaghs et al. (2016)* durchgeführt, um das Kriechen der Fasern zu untersuchen. Mit Dauerlasten zwischen 22 und 63% der statischen Zugfestigkeit kam es bei allen Fasern zum Versagen. Die Kriechdehnungen beim Versagen waren umgekehrt proportional zu der Belastung und lagen im Bereich zwischen 50 und 100%.

*Pujadas et al. (2016)* untersuchten den Effekt der Vorbelastung an gekerbten Balken mit Polyolefin- und Stahlfasern. Dabei wurden Balken verglichen, welche bis 0,05 mm, 0,25 mm, 1,5 mm und 2,5 mm CMOD vorbelastet und anschließend mit Dauerlasten von 50 bis 60% wiederbelastet wurden. In Allgemeinen konnte trotz der großen Streuung der Versuchsergebnisse eine Korrelation zwischen der Vorbelastung und den Kriechdehnungen festgestellt werden. Diese war für Kunststofffasern deutlich markanter als für Stahlfasern. Darüber hinaus versagten alle Probekörper mit Polyolefinfasern, die bis 2,5 mm vorbelastet wurden, nach 41 bis 112 Tagen.

Einige der ersten Experimente mit Strain-hardening Beton wurden von *Boshoff und van Zijl (2007)* durchgeführt. Dabei wurde zuerst ein feinkörniger Strain-hardening Cementitious Composit (SHCC) im ungerissenen Zustand anhand von axialen Zugkriechversuchen untersucht. Diese Versuche wurden an frei trocknenden Probekörpern mit einem Querschnitt von 16 x 30 mm unter einer Dauerlast von 50% der Zugfestigkeit durchgeführt. Der verwendete Beton wies einen Wasserzementwert von 0,4 auf. Zudem wurden 2 Vol.-% Fasern aus PVA (Polyvinylalkohol) mit einer Länge von 12 mm und einem Durchmesser  $\varnothing 40 \mu\text{m}$  beigemischt. Obwohl das Schwinden die maßgebende zeitabhängige Einwirkung (die Schwinddehnung in 8 Monaten betrug 0,23%) in diesen Versuchen sein sollte, wurde eine Rissentwicklung beobachtet, welche einen noch größeren Einfluss auf die Gesamtdehnung hatte. Auf Grundlage der Versuche von *Boshoff und van Zijl (2007)* kann im Ergebnis festgehalten werden, dass bei Lasten, welche im Bereich der Erstrissspannung liegen, mit der Zeit Risse auftreten können. Weitere Untersuchungen an vorgerissenem Beton wurden von *Boshoff; Mechtcherine und van Zijl (2009a)* durchgeführt. Neben dem Einfluss der Vorbelastung auf die Kriechdehnung wurde eine lastabhängige Zunahme der Rissanzahl festgestellt. Ein Probekörper, der mit einer Last von 80% beaufschlagt wurde, zeigte eine Zunahme von 11 bis 17 Rissen im Vergleich zu maximal einem Riss, der sich bei einer Belastung von 50% ausbildete. Durch Dauerlastversuche an einzelnen PVA-Fasern konnten *Boshoff; Mechtcherine und van Zijl (2009a)* zeigen, dass das Faserkriechen im Vergleich mit dem Faserauszug vernachlässigbar ist. *Boshoff und Adendorff (2013)* nahmen mittels eines optischen Messsystems die verschiedenen Risse unter Dauerlast über einen Zeitraum von bis zu einer Woche auf. Neben der Zunahme der Rissanzahl konnte dabei beobachtet werden, wie bei einem

Großteil der aufgetretenen Risse die Rissbreite nahezu konstant blieb, während sie nur bei einigen deutlich zunahm. Die Kriechdehnung wurde somit durch die einzelnen Risse, welche in ihrer Breite zunahmen, verursacht.

In *Babafemi und Boshoff (2013)*, und *(2016)* sind die Ergebnisse zu Zugversuchen an gekerbten Zugknochen mit  $9,1 \text{ kg/m}^3$  mikrosynthetische Polypropylenfasern aufgeführt. Durch das Kriechen der Fasern, bereits bei vergleichsweise niedrigen Laststufen (30% der Last am Ende der Vorbelastung), zeigt sich für das Zugkriechen ein nicht-linearer Verlauf und es treten signifikante Dehnungen auf. Das Versagen konnte ab Dauerlasten von 60% der Last am Ende der Vorbelastung beobachtet werden. Um den Kriechmechanismus genauer zu untersuchen, führten *Babafemi und Boshoff (2016)* weitere Dauerlastversuche an einzelnen Fasern durch. Aufgrund der Einschnürung der Faserquerschnittsfläche unter Zug wurden die Fasern herausgezogen, ohne dass ein Versagen auftrat.

#### 3.5.1.2 Einfluss des Belastungsniveaus und der Vorschädigung bei Stahlfaserbeton

Das Zugkriechen von Stahlfaserbeton wird maßgeblich durch die verwendete Fasersorte, das Belastungsniveau und der Art und des Umfangs der Vorbelastung beeinflusst. *Arango et al. (2012)*; *Arango et al. (2013)* und *García-Taengua et al. (2014)* haben zum Einfluss der Vorbelastung ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Dabei wurden zwei Belastungsstufen von 60 und 80% der Last am Ende der Vorbelastung getestet. Die Faserlänge variierte zwischen 30 und 50 mm und die Variation weiterer Parameter wie die Betonfestigkeit (25 und 40 MPa), die Gesteinskörnung und verschiedene Fasergehalte (40 und 70  $\text{kg/m}^3$ ) wurden miteinbezogen. Die Versuche erfolgten an gekerbten Balken, die bis zu einer Rissbreite von 0,5 mm vorbelastet wurden. Als wesentliche Parameter stellten sich die Druckfestigkeit aufgrund des Kriechens der Druckzone und das Belastungsniveau heraus. Dagegen hatte der Fasergehalt, sowohl von 40  $\text{kg/m}^3$  als auch von 70  $\text{kg/m}^3$ , keinen Einfluss auf das Kriechen. Dieses Ergebnis weicht von dem von *van Bergen et al. (2016)* ab, wo bei einem höheren Faseranteil die Kriechdehnungen höher waren. Fasern mit einem größeren Länge-Durchmesser-Verhältnis zeigten insgesamt eine geringere Anfälligkeit gegenüber Kriechen.

Uniaxiale Zugversuche an gekerbten Zylindern mit endverankerten Stahlfasern wurden von *Zhao et al. (2015)* durchgeführt. Der Fasergehalt betrug 80  $\text{kg/m}^3$  und die Vorbelastung erfolgte bis zu einer Rissbreite von 0,05 bzw. 0,2 mm. Die Balken wurden zuerst drei Monate bei 30% und dann bei 60% der Last am Ende der Vorbelastung belastet. Bei den Balken, welche bis zu einer Rissbreite von 0,05 mm vorbelastet wurden, waren die Kriechverformungen gering, da sie in der Größenordnung der Steifigkeitsverluste bei Ent- und Wiederbelastung lagen. Diese Verluste ergeben in Summe mit der verzögerten Rückbildung der Verformungen ein Maß für den Schädigungsgrad des Balkens. Die CMOD am Ende der drei Monate war um das 0,92- bis 2,1-fache größer als die elastische Verformung zu Beginn des Dauerlastversuchs.

*Nieuwoudt (2016)* untersuchte das Zugkriechen mit endverankerten Stahlfasern anhand uniaxialer Zugversuche mit Dauerlasten zwischen 30% und 85% der Last am Ende der Vorbelastung. Innerhalb der ersten 240 Tage wurde kein Versagen

### 3 Zeitabhängige Verformungen und Zugkriechen im gerissenen Querschnitt – Stand der Technik

beobachtet. Die Zugkriechdehnungen waren bis zu Lasten von 50% (Linearitätsgrenze) proportional zu den Zugspannungen. Die Kriechdehnungen wiesen eine große Streuung auf. Es wurde eine Korrelation der Kriechdehnungen mit der Fasernzahl im Rissquerschnitt festgestellt. Um diese Streuung begründen zu können, führte *Nieuwoudt (2016)* Zugkriechversuche an einzelnen endverankerten Stahlfasern durch. Diese wurden mit drei verschiedenen Neigungen zwischen 0° und 60° einbetoniert und für 240 Tage auf verschiedenen Lastniveaus belastet. Im Ergebnis zeigte sich, dass sich die Kriechdehnungen mit einer Zunahme des Neigungswinkels verringerten. Gemeinsamkeiten des Faserauszugverhaltens mit dem Druckkriechen und CT-Detailaufnahmen der Endverankerungsbereiche führten *Nieuwoudt (2016)* zu der Annahme, dass die Ursache des Zugkriechens im gerissenen Zustand auf das Druckkriechen und die Mikrorissbildung im Bereich der Endverankerung zurückzuführen sei. Abb. 3.12 links stellt die Endverankerung einer Stahlfaser schematisch dar und zeigt die Bereiche, in denen die Kontaktpressung zwischen der Endverankerung und dem umgebenden Beton entsteht. Abb. 3.12 rechts zeigt eine CT-Aufnahme des Betons in diesem Bereich nach Beanspruchung durch eine Dauerlast. Anhand der Aufnahme wird ersichtlich, dass die Bereiche mit den höchsten Kontaktpressungen die größeren Verformungen aufweisen und somit für die Faserverschiebung verantwortlich sind. *Nieuwoudt (2016)* konnte zudem für Betone bis zu einem Alter von 10 Tagen einen erhöhten Einfluss des Betonalters auf das Kriechen der einzelnen Fasern feststellen.

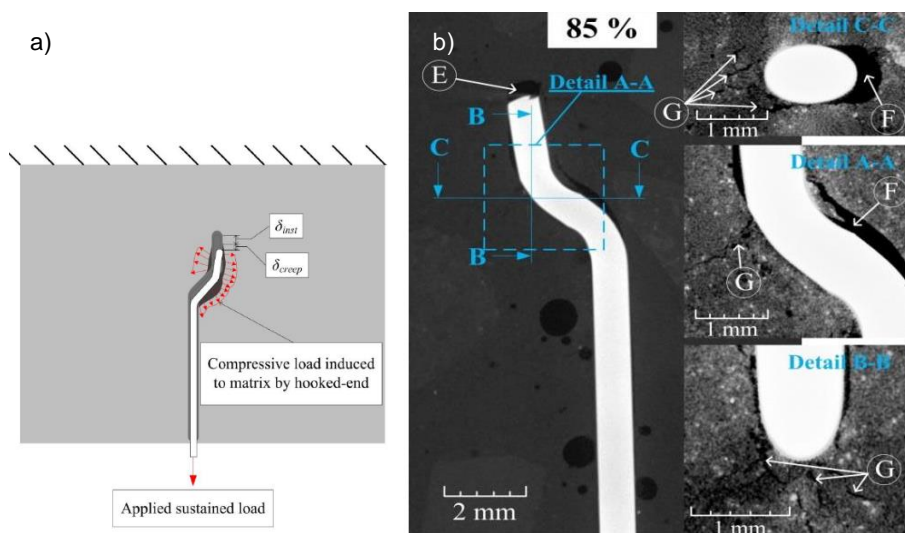


Abb. 3.12: Links: einzelne Faserauszugsversuche, schematische Darstellung der Bereiche, in denen es zur Kontaktpressung kommt; rechts: CT-Aufnahme der Endverankerung nach einer Dauerlast von 85% der Resttragfähigkeit (*Nieuwoudt (2016)*)

Die Zeit-Verformungskurve bei Zug- und Biegezugkriechversuchen bildete sich ohne Sprünge aus. *Llano-Torre et al. (2016)* beobachteten allerdings eine plötzliche Zunahme der Rissöffnung bei Dauerlasten von höher als 75% der Last am Ende der Vorbelastung. Getestet wurden in diesem Fall in Vierpunktbiegeversuchen gekerbte Probekörper mit Rissbreiten von 0,5 und 2,5 mm. Letztere wiesen hohe Kriechzahlen



auf. Die Werte betrugen bis über  $\phi = 3$  innerhalb von 90 Tagen. Bei höheren Lasten wurde lediglich ein Versagen während oder direkt nach der Wiederbelastung beobachtet. Größere Kriechdehnungen zeigten sich bei den Probekörpern mit Fasern kleiner Schlankheit (45-50 bei den 30 mm langen Fasern gegenüber 80 bei den 50 mm langen Fasern). Obwohl die Rissöffnungsgeschwindigkeit (0,5 bis 3,5  $\mu\text{m}$  pro Tag) über die Zeit abnahm, war der Beobachtungszeitraum von 90 Tagen zu kurz, um eine bedeutende Reduktion dieser Geschwindigkeit feststellen zu können.

*Zerbino et al. (2016)* untersuchten den Maßstabeffekt an Balken mit einer Höhe von 150 mm und einer Breite zwischen 50 und 150 mm. Die Probekörper mit einer Rissbreite von 0,5 mm enthielten 40 kg/m<sup>3</sup> endverankerte Stahlfasern. Es zeigte sich kein wesentlicher Einfluss der Balkenbreite auf das Kriechen. Jedoch konnte mit der Zunahme der Querschnittsfläche eine Tendenz zur Reduktion der Streuung zwischen den verschiedenen Probekörper festgestellt werden.

Strain-hardening Betone und UHPFRC haben gemeinsam, dass nach der Erstrissbildung eine weitere Steigerung der Zugspannung möglich ist, welche zu weiteren Rissen führt. Daher können ähnliche Zugkriechmechanismen der beiden Betone auftreten. Da der Beton über der Zugspannung des Erstrisses hinaus belastet werden kann, könnte das Kriechen daher auch durch die Ausbildung neuer Rissen verursacht werden. Bei Strain-hardening Betonen werden oft nicht gekerbte Probekörper verwendet, da zum einen während der Dauerbelastung weitere Risse auftreten können, und zum anderen weil dadurch eine Untersuchung eine größere Messbereich ermöglicht wird (siehe Abschnitt 2.4.1.2).

*Barragán und Zerbino (2008)* haben Versuche an gekerbten Balken aus selbstverdichtendem Strain-hardening Beton mit endverankerten Stahlfasern durchgeführt. Der Fokus lag dabei auf der Bestimmung des Einflusses der Rissbreite bei der Vorbelastung und der Höhe der Dauerlast auf das Zugkriechen. Bei einer Vorbelastung bis zu einer geringen Rissbreite ( $< 0,5$  mm) stabilisierten sich die gemessenen Rissbreiten unter Dauerlast innerhalb von kurzer Zeit. Mit der Zunahme der Dauerlast über 50% der Last am Ende der Vorbelastung traten trotz höherer Anfangsverformungen keine überproportionalen Kriechdehnungen auf. Nach einer Vorbelastung bis zu einer Rissbreite von 0,50 bis 3,5 mm waren die Rissöffnungsgeschwindigkeiten am Ende des Beobachtungszeitraumes in etwa proportional zur Belastung. Ein Versagen trat bei einem der Probekörper mit Vorbelastung bis zu einer Rissbreite von 0,5 mm bei einer Last von 96% nach 166 Stunden und bei einem der Probekörper mit einem 1 mm breitem Riss bei einer Last von 78% nach 1.977 Stunden auf. Obwohl die Anzahl der Probekörper, welche solch hohen Lasten ausgesetzt waren, gering war, konnte dennoch ein klarer Einfluss der Vorbelastung festgestellt werden.

Faserverstärkter selbstverdichtender Beton (SFRSCC) wurde von *Cunha et al. (2016)* anhand gekerbter Balken mit einem Querschnitt von 60 x 60 mm untersucht. Die Probekörper wurden aus einer Betonplatte in verschiedenen Winkeln zur Betonfließrichtung ausgesägt, um den Einfluss der Faserrichtung bestimmen zu können. Die Probekörper wurden bis zu einer Rissbreite von 0,3 oder 0,5 mm vorbelastet. Da sich die Lastverformungskurve am Ende der Vorbelastung mit diesen Rissbreiten noch im ansteigenden Ast befand, wurden Belastungsstufen zwischen

50% und 100% der Resttragfähigkeit angesetzt. Die bis zu einer Rissbreite von 0,5 mm vorbelasteten Probekörper zeigten in kürzerer Zeit größere Kriechdehnungen: nach zwei Monaten wiesen diese Probekörper Kriechzahlen von 0,3 bis 0,9 auf. Im Vergleich dazu konnten für die Probekörper mit der geringeren Rissbreite Kriechzahlen von 0,1 bis 0,5 ermittelt werden. Nach dem Kriechversuch wurden die Balken neben der Einkerbung durchtrennt, um die Faserausrichtung und -verteilung im Querschnitt durch eine optische Analyse aufzunehmen. Ein Einfluss der Faserausrichtung war im Ergebnis nur bei den Probekörpern mit 0,5 mm Vorbelastungsrissbreite bemerkbar. Wie auch in *Nieuwoudt (2016)* wurde bei einzelnen Faserauszugversuchen mit zunehmender Neigung der Fasern zur Rissebene ein geringeres Auszugkriechen festgestellt. Die Balken, die senkrecht zur Betonfließrichtung ausgesägt wurden, hatten die Fasern am besten entlang der Balkenachse ausgerichtet ( $\eta = 0,87$ ) und wiesen in zwei Monaten 31% größere Kriechdehnungen auf als diejenigen Balken, die parallel zu der Betonfließrichtung ausgesägt wurden ( $\eta = 0,67$ ). Bei den Probekörpern, die aus einem Bereich der Platte ausgeschnitten wurden, in dem der Beton während des Betoniervorgangs eine längere Fließstrecke zurückgelegt hatte, wurden größere Dehnungen festgestellt. Begründet werden kann dies vermutlich durch die geringe Fließgeschwindigkeit und der damit verbundenen Entmischung des Betons. Das Kriechverhalten unter Dauerlast hat sich in den Versuchen von *Cunha et al. (2016)* nur in geringem Maße auf die Resttragfähigkeit ausgewirkt.

In *Daviau-Desnoyers et al. (2016)* wurden gekerbte Balken mit 1 Vol.-% endverankerten Stahlfasern bis zu einer Rissbreite von 0,1 bzw. 0,5 mm vorbelastet. Die zwei Rissbreiten wurden so gewählt, dass sich die Lastverformungskurve am Ende der Vorbelastung einmal im ansteigenden bzw. einmal im abfallenden Ast befand. Diese Rissbreiten sollten den Zustand der Gebrauchstauglichkeit und den Grenzzustand der Tragfähigkeit repräsentieren. Bei dem Probekörper mit einer Rissbreite von 0,1 mm betrug die Dauerlast 60% der Last am Ende der Vorbelastung und die Kriechverformungen waren sehr gering. Sie grenzten an den unteren Messbereich der verwendeten Messgeräte. Eine exponentielle Beziehung zwischen der Zunahme der Rissbreite und der Belastung zeigte sich bei den Probekörpern mit einer Anfangsrissbreite von 0,5 mm, bei denen die Dauerlast von 60 auf 75 und dann 90% gesteigert wurde, jeweils für eine Dauer von 7, 14 und 7 Tagen. Bei zwei Balken kam es beim Erreichen der Höchstlast zum Versagen. Die übrigen Probekörper wurden bis zum Bruch belastet. *Daviau-Desnoyers et al. (2016)* beobachteten sowohl unter Dauerlast als auch beim Resttragfähigkeitsversuch, dass das Versagen beim Erreichen einer Rissbreite auftrat, die gleich zu der Rissbreite der Last-Rissbreitenkurve bei den statischen Referenzversuchen war. Man kann in Abb. 3.13 eine schematische Darstellung dieser Beobachtung entnehmen. Dies begründen *Daviau-Desnoyers et al. (2016)* damit, dass es zum Versagen des Probekörpers komme, sobald die endverankerten Fasern weit genug ausgezogen wurden, so dass der Haken nicht mehr greift. Dabei gebe es keinen Unterschied, ob der Faserauszug durch Kriechen infolge Dauerlast oder durch eine zunehmende Last in einem statischen Versuch bedingt wird. Dahingegen wurden bei der Verwendung kriechanfälliger Faserwerkstoffe wie z. B. PVA Fasern auf dem Versagensniveau größere Ausdehnungen als in den statischen Versuchen beobachtet (*Boshoff und Adendorff (2013)*).

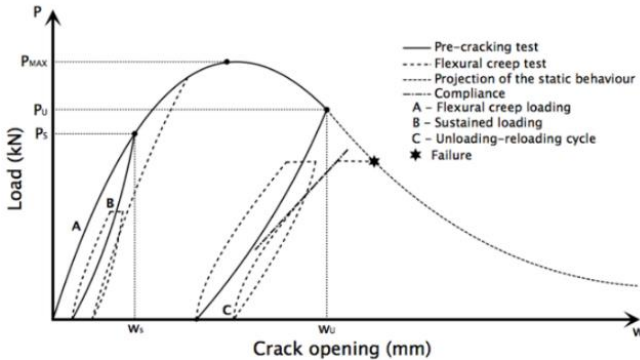


Abb. 3.13: Kriechversuche imgerissenen Beton (*Daviau-Desnoyers et al. (2016)*); das Versagen trat im Schnittpunkt der Lastverformungskurve mit der Fortsetzung der Vorbelastungskurve ein

#### 3.5.1.3 Umweltbedingungen: Feuchtigkeit und Temperatur

Weitere Parameter, die das Kriechen beeinflussen können, sind die Feuchtigkeit und die Temperatur. In *Buratti et al. (2010)* werden frei trocknende Probekörper mit Probekörpern verglichen, die einem Wechsel von Trocknungs- zu Nasszustand acht Monate lang ausgesetzt waren. Die nass-feucht-Zyklen hatten eine Dauer von zwei Wochen, die Rissbreite bei der Vorbelastung betrug 0,5 mm und das Belastungsniveau lag bei 50% der Last am Ende der Vorbelastung. Ziel der Versuche war es, den Einfluss von NaCl-Salz auf die Korrosion und auf das Zugkriechen im gerissenen Zustand abzuschätzen. Eindeutige Unterschiede in den Versuchsreihen, die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen ausgesetzt waren, waren nicht zu erkennen, weder beim Kriechen noch bei der Resttragfähigkeit. *Buratti und Mazzotti (2012b)* konnten zudem keinen Einfluss der Temperatur im Bereich von 20° bis 40°C feststellen.

*Daviau-Desnoyers et al. (2016)* verglichen versiegelte mit nicht versiegelten, gekerbten Balken. Es konnten keine Unterschiede im Kriechverhalten der Fasern im Riss festgestellt werden. Die Vorbelastung erfolgte bis zu einer Rissbreite von 0,1 bzw. 0,5 mm. Die Dauerlast betrug anfangs 60, anschließend 90% der Last am Ende der Vorbelastung.

#### 3.5.1.4 Fasern und herkömmliche Bewehrung

Fasern verbessern die mechanischen Eigenschaften des Betons und leisten einen Beitrag zur Rissbreitenbegrenzung bei Stahlbetonbauteilen. Einige Forschungsvorhaben beschäftigen sich mit Untersuchungen zum Beitrag der Fasern zu der Zugkriechverformung bei Bauteilen mit herkömmliche Bewehrung.

An der University of Salento (Italien) wurden Dauerlastversuche an 13 3,0 m langen Balken unter den Umgebungsbedingungen von Außenbereichen in Küstennähe durchgeführt (*Vasanelli et al. (2012)*). Ziel dieses Forschungsvorhabens war der Vergleich von reinen Stahlbetonbalken und Balken mit einer Kombination aus konventioneller Bewehrung und Fasern. Dabei wurden Probekörper mit

endverankerten, wellenförmigen Stahl-, sowie Polyesterfasern mit einer Last von ca. 50% des Bemessungswertes untersucht. Die Versuchsdauer betrug zum Zeitpunkt der Veröffentlichung mehr als 70 Monate (*Candido et al. (2015)*). Die Kriechverformungen haben sich nach ca. 10 Monaten bei allen untersuchten Balken stabilisiert. Die sowohl mit Stahl- als auch mit Polyesterfasern verstärkten Probekörper wiesen im Vergleich zum Stahlbeton ohne Fasern kleinere Rissbreiten und eine höhere Biegesteifigkeit auf. In Kombination mit konventioneller Bewehrung scheinen sich Kunststofffasern anhand der Versuchsergebnisse von *Candido et al. (2015)* in ihrem Verhalten nicht wesentlich von Stahlfasern zu unterscheiden. Einige der Probekörper wurden inzwischen entlastet und bis zum Bruch getestet: Der Einfluss der Dauerlast auf die Resttragfähigkeit war hier vernachlässigbar.

*Llano-Torre et al. (2016)* haben neben faserverstärkten Balken auch Balken mit herkömmlicher Bewehrung untersucht. Im Vergleich zeigte sich, dass die Dauerlasten der Balken mit herkömmlicher schlaffer Bewehrung deutlich höher waren (aufgrund der höheren Resttragfähigkeit) und größere Kriechdehnungen in der Druckzone der Balken auftraten. Dennoch war die Rissbreitenzunahme unter Dauerlast geringer als bei den faserverstärkten Probekörpern.

Ein Bauteil erfährt während seiner Lebensdauer ständige und veränderliche Lasten unterschiedlicher Art. Das gleichzeitige Vorhandensein einer ständigen Zuglast und einer Wechsellast könnte sich negativ auf den Faserauszug auswirken. Die bisher einzigen Laborversuche mit Dauer- und Verkehrslast an faserverstärkten Betonen wurden von *Nakov et al. (2016)* durchgeführt. Stahlbetonbalken in Originalgröße ohne Fasern und mit verschiedenen Stahlfasergehalten wurden zu Beginn mit einer ständigen Dauerlast und anschließend mit einer zusätzlichen Verkehrslast in Halbtagszyklen beaufschlagt. Die Probekörper, die einer Dauer- und zugleich einer veränderlichen Last ausgesetzt waren, zeigten deutlich höhere Kriechverformungen. In allen Fällen konnte eine positive Wirkung der Stahlfasern auf das Kriechen festgehalten werden. Ein Vergleich mit Probekörpern, welche über die gesamte Versuchsdauer mit beiden Lasten beaufschlagt wurden, liegt nicht vor. Somit kann der Einfluss der Laständerung nicht eindeutig bestimmt werden. Auch wurden keine Probekörper, die ausschließlich Stahlfasern (ohne Bewehrung) enthielten, unter diesen Lastbedingungen untersucht.

Im Allgemeinen wurde anhand der Versuche von *Nakov et al. (2016)* erwartungsgemäß bestätigt, dass sich eine kombinierte Bewehrung aus Fasern und Betonstahl positiv auf das Tragverhalten eines Bauteils auswirkt und dass sich dessen Durchbiegung infolge Kriechen verringert.

#### 3.5.2 HPRC und UHPRC

*Garas (2009)* führte zentrisch beanspruchte Versuche im gerissenen UHPRC durch. Hierfür wurden die Risse in prismenförmigen Probekörpern durch das Eindringen von zwei keilförmigen Werkzeugen an beiden Seiten der Probekörper erzeugt. Die Rissbreite wurde mit einem Mikroskop gemessen und lag im Bereich von 0,07 bis 0,6 mm. Ein Vergleich der Ergebnisse mit anderen Versuchen ist aufgrund der fehlenden Kenntnisse, beispielsweise hinsichtlich der Resttragfähigkeit oder dem

Verlauf der Vorbelastung, nur bedingt möglich. Nach 90 Tagen unter einer Dauerlast von 60% und nach einem Jahr bei einer Dauerlast von 40% der in den statischen Referenzversuchen ermittelten Maximallast wurde kein Versagen beobachtet. Im Gegensatz zu anderen Forschungsvorhaben wurde in *Garas (2009)* eine Stabilisierung der Rissbreite festgestellt.

Biegezugkriechversuche an einem HPFRC mit einer ähnlichen Zusammensetzung wie dem in der vorliegenden Arbeit verwendeten UHPFRC Mischung, wurden von *Galeote et al. (2016)* durchgeführt. Dabei wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,2 mm und einer Länge von 13 mm mit Glasfasern der gleichen Länge und 0,018 mm Durchmesser verglichen. Versiegelte und nicht versiegelte Probekörper mit Dauerlasten zwischen 25 und 50% der Erstrisslast wurden untersucht. Dabei zeigten die versiegelten Probekörper größere Kriechverformungen. Bis zu einem Lastniveau von 35% der Erstrisslast waren die Unterschiede zwischen Glas- und Stahlfasern gering, wobei die Kriechzahlen der stahlfaserbewehrten Probekörper kleiner waren. Schließlich wurde die Belastung der Probekörper mit Stahlfasern auf 50% der Erstrisslast erhöht. Bei diesem Niveau kam es allerdings zu größeren Verformungen und innerhalb von zwei bis vier Tagen zum Versagen mit Kriechzahlen zwischen 2,5 und 3,5. Einzig in *Galeote et al. (2016)* finden sich stahlfaserbewehrte Probekörper, bei denen es bereits auf einem niedrigem Lastniveau zum Versagen kam.

Vierpunktbiegeversuche an einem Strain-hardening UHPFRC mit einem Fasergehalt von 3,5 Vol.-% (1,5 Vol.-% Mikrofasern und 2 Vol.-% endverankerte Stahlfasern), wurden an der Tohoku University in Japan von *Nishiwaki et al. (2016)* durchgeführt. Der Wasserzementwert betrug 0,15. Der Zementanteil war mit 1.513 kg/m<sup>3</sup> vergleichsweise hoch und die Druckfestigkeit betrug ca. 200 MPa. Die Balken waren 300 mm lang und wurden nach einer Wärmebehandlung in einer Klimakammer bei 20°C und 40% relativer Luftfeuchtigkeit eingelagert und mit 50 und 60% der Last am Ende der Vorbelastung beansprucht. Die Vorbelastung erfolgte bis zu einer Dehnung von 1 mm in einem Bereich von 150 mm Länge an der Balkenunterseite. Im Ergebnis zeigten sich geringere Kriechverformungen als bei den, ebenfalls von *Nishiwaki et al. (2016)* getesteten, normalfesten Stahlfaserbetonbalken. Trotz der Wärmebehandlung wurden an der Balkenunterseite bei Probekörpern mit einem Betonalter von 7 und 28 Tagen unterschiedliche Dehnungen während der Belastung gemessen. Nach 28 Tagen lagen die Kriechzahlen für die 28 Tage alten Balken unter 0,3, während für die 7 Tage alten Balken in etwa doppelt so große Werte ermittelt wurden. Neben dem Auftreten weiterer schmaler Risse wurde unter Dauerlast zudem eine geringfügige zusätzliche Öffnung der bereits zu Versuchsbeginn vorhandenen Risse beobachtet.

*Bărbos (2016)* untersuchte 3.200 mm lange UHPFRC Balken mit einer Querschnittsfläche von 120 x 240 mm, die mit schlaffer Bewehrung verstärkt wurden und Stahlfasergehalte von 0,5, 1,5 und 2,55 Vol.-% aufwiesen. Die Dauerlast betrug 45% der maximalen Last der statischen Versuche. Mit der Zunahme des Fasergehalts ging eine Reduzierung des Kriechens in der Druckzone einher. Die Druck- und Zugkriechdehnungen erreichten zudem schneller einen stabilen Zustand. Unter der Dauerlast kam es zur Rissbildung. Diese Risse wiesen eine mittlere Rissbreite von 0,02 mm auf. Die bereits vor der Belastung vorhandenen Risse blieben in ihrer Breite unverändert.

### 3.6 Zusammenfassung und Einflussparameter

Das Zugkriechen im gerissenen Beton kann durch das Kriechen der Fasern, des Verbunds und des Betons entstehen. In Allgemein weisen Stahlfasern, im Gegensatz zu Kunststofffasern, ein sehr stabiles Verhalten auf, bedingt dadurch, dass Stahl nicht kriecht. Die Entstehung neuer Risse kann ebenfalls einen Beitrag zu den Verformungen eines Bauteils leisten. Dies scheint erst ab hohen Lasten in Bezug auf die Zugfestigkeit der Betonmatrix möglich zu sein.

Zusammenfassend konnten den folgenden Parametern ein wesentlicher Einfluss auf das Zugkriechen im gerissenen Querschnitt nachgewiesen werden:

- Belastungsniveau
- Vorschädigung
- Art und Material der Stahlfasern
- Betonalter
- Betonalter bei Erstbelastung
- Wärmebehandlung der Probekörper
- Faserausrichtung

Weiterhin können sich die nachfolgenden Parameter ebenfalls auf das Kriechverhalten eines Bauteils auswirken:

- Betondruckfestigkeit
- Betonzusammensetzung
- Faserschlankheit, -durchmesser und -länge
- Fasergehalt
- FRC Verhalten (Strain-softening oder -hardening)
- Umgebungsfeuchtigkeit und Versiegelung des Probekörpers

In der vorliegenden Arbeit wurden sowohl uniaxiale Zug- als auch Biegezugversuche durchgeführt. Während die Biegezugversuche die tatsächlichen Beanspruchungen einer Stahlbetonstruktur besser repräsentieren, ermöglichen die uniaxialen Zugversuche eine eindeutige Auswertung, da der Einfluss des Druckkriechens ausgeschlossen werden kann und die Spannung über den Querschnitt gleichmäßig verteilt ist. Zudem zeigen sich Balken weniger empfindlich gegenüber Schwinden, Schwellen (infolge Feuchtigkeitsänderungen) und Temperaturänderungen (siehe *Boshoff und van Zijl (2007)*).

## 4 UHPFRC-Mischung und Versuchsstände

In diesem Kapitel werden die verwendete UHPFRC-Mischung, der Betoniervorgang und die Nachbehandlung der Probekörper erläutert. Als Maß für die Frischbetoneigenschaften wurde das Ausbreitmaß mit einem Haegermann-Trichter bestimmt. Bei zu flüssigem Beton entmischen sich die Fasern, während bei zu dickflüssigem Beton eine höhere Anzahl an Luftporen in der Betonmischung verbleibt und das Verfüllen des Betons in die Schalung schwieriger wird. Ein akzeptabler Bereich für das Ausbreitmaß wurde anhand von Zugversuchen und Röntgenaufnahmen empirisch ermittelt.

Im Folgenden wird die Geometrie der Probekörper für die Dauerlast- und die statischen Versuche sowie der Probekörper für die uniaxialen Zugversuche erläutert. Darüber hinaus werden die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens entwickelten Dauerlastprüfstände beschrieben. Sowohl die Biege- als auch die uniaxialen Dauerlastversuche wurden mithilfe von Totlasten durchgeführt.

### 4.1 Betonrezeptur

Für die Untersuchungen der vorliegenden Forschungsarbeit wurde eine feinkörnige Betonmischung verwendet, welche in ihrer Zusammensetzung der Mischung „M 1Q“ des DFG-Schwerpunktprogrammes SPP1182 (*Bornemann et al. (2001)*) ähnelt. Die Zusammensetzung der in der vorliegenden Forschungsarbeit verwendeten UHPFRC-Mischung ist in Tab. 4.1 aufgeführt.

Für die Mischung wurde ein CEM I (Portlandzement) 52,5 N SR3/NA der Firma HeidelbergCement verwendet. Als Zuschlag wurde ein Quarzsand mit einem Durchmesser von 0,125 – 0,500 mm der Firma Bernard Jacob GmbH zugegeben. Als feinere Anteile wurde die Silika-Suspension EMSAC 500SE der Firma BASF (*EMSAC Datenblatt*) verwendet, bei der Silikastaub bereits zu 50% mit Wasser gemischt ist. Die Silikastaub-Wassersuspension soll möglichen Dispergierungsproblemen entgegenwirken, die bei unzureichender Mischenergie auftreten können. Bei der angegebenen Mischung ergibt sich somit ein Silika-Beton-Verhältnis von 15,5%. Das verwendete PCE-Fließmittel MasterGlenium 51 stammte ebenfalls von der Firma BASF.

Tab. 4.1: Zusammensetzung der verwendeten Betonmischung

Material		
Zement CEM I 52,5 N SR3/NA	704,0	kg/m <sup>3</sup>
Wasser	77,4	kg/m <sup>3</sup>
Sand DM 0,125 / 0,500	789,1	kg/m <sup>3</sup>
Quarzmehl	493,2	kg/m <sup>3</sup>
Silika-Suspension	218,5	kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel	28,0	kg/m <sup>3</sup>
Stahlfaser Ø0,175 mm / l <sub>f</sub> = 12 mm (Fasergehalt 2 Vol.-%)	164,0	kg/m <sup>3</sup>
<b>Summe</b>	<b>2.469,0</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>

Es wurden glatte Drahtstahlfasern mit einem Durchmesser von 0,175 mm und einer Länge von 12,5 mm verwendet, der Faseranteil betrug 2 Vol.-%. Um den Einfluss des Fasergehalts zu untersuchen, wurden auch Probekörper mit einem Fasergehalt von 1, 3 und 4 Vol.-% hergestellt. Weiterhin wurden Vergleichsversuche mit Fasern mit einem Durchmesser von 0,40 mm durchgeführt. Der Wasserzementwert lag bei ca. 0,25, wobei das Wasser der Silikasuspension in diesem Wert bereits berücksichtigt wurde. Der Wasserbindemittelwert betrug 0,22.

##### 4.1.1 Frischbetoneigenschaften und Bestimmung der Fließmittelmenge

Die Prüfmethoden für die Frischbetoneigenschaften von UHPC sind die gleichen, die auch bei selbstverdichtendem Beton verwendet werden, wie beispielsweise das Ausbreitmaß, das Setzfließmaß, der Trichterauslauf usw.

Zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften wurde ein Haegemann Trichter nach *DIN 1060* ohne Rütteltisch als Prüfvorrichtung verwendet (siehe Abb. 4.1 links). Dieser wird in der Regel für Mörtel- und Zementprüfungen eingesetzt und eignet sich auch für feinkörnigen UHPC. Zur Durchföhrung des Versuchs wird eine geringe Menge (0,35l) an Material benötigt. Da die Feuchtigkeit der Stahlplatte einen großen Einfluss auf das Ausbreitmaß hat (*Stähli und van Mier (2004)*) und diese nicht für alle Versuche gleichmäßig reproduzierbar ist, wurde die Stahlplatte vor Versuchsbeginn abgetrocknet.

Zur Bestimmung der Fließmittelmenge wurde diese mit Hilfe von Tastversuchen viermal zwischen 25, 28, 31 und 35 kg/m<sup>3</sup> variiert. Dabei wurden Zugknochen und 40 x 40 x 160 mm Prismen vertikal betoniert. Die Ausbreitmaß wurde vor und nach der Betonage bestimmt. Die mittleren Werte der vier Mischungen sind in Tab. 4.2 aufgeföhrt.

Die Probekörper für die Zugversuche zeigen eine hohe Empfindlichkeit hinsichtlich der Verteilung der Fasern über die Querschnittshöhe. In Abb. 4.1 rechts ist ein typisches Versagensbild eines Probekörpers mit 35 kg/m<sup>3</sup> Fließmittel (Mischung 4 in Tab. 4.2) zu sehen, bei dem sich der Riss aufgrund des Absetzens der Stahlfasern an der Betonieroberseite öffnet. Abb. 4.2 links zeigt eine Röntgenaufnahme von einem dieser Probekörper im Vergleich zu einem Probekörper mit 28 kg/m<sup>3</sup> Fließmittel (Mischung 2 in Tab. 4.2, Abb. 4.2 rechts). Die Röntgenaufnahmen in Abb. 4.2 rechts stammen von Prismen, die vertikal betoniert wurden und ein Ausbreitmaß von 27 cm aufwiesen. Eine Entmischung der Fasern konnte dabei augenscheinlich nicht beobachtet werden.

Tab. 4.2: Vorversuche zur Feststellung der Konsistenz und der Bestimmung der Fließmittelmenge

Mischung	Fließmittel [kg/m <sup>3</sup> ]	Ausbreitmaß [cm]
1	25	23,5
2	28	27,0
3	31	33,0
4	35	33,5





Abb. 4.1: Links: Ausbreitmaß mit dem Haegermann Trichter; rechts: typisches Versagen bei uniaxialen Zugversuchen an einem Probekörper mit auf der Betonierunterseite abgesetzten Stahlfasern (Tab. 4.2, Mischung 4, Ausbreitmaß 33,5 cm)

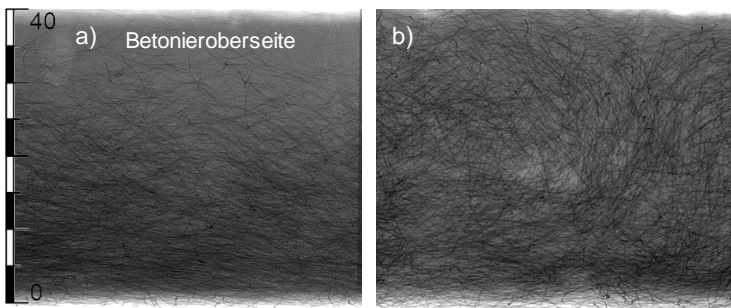


Abb. 4.2: Links: Röntgenaufnahme (Detailaufnahme) des in Abb. 4.1 rechts dargestellten Probekörpers: die Faserentmischung ist gut sichtbar, Ausbreitmaß 33,5 cm (Tab. 4.2, Mischung 4); rechts: Probekörper mit einer guten Faserverteilung über die Querschnittshöhe, Ausbreitmaß 27 cm (Tab. 4.2, Mischung 2).

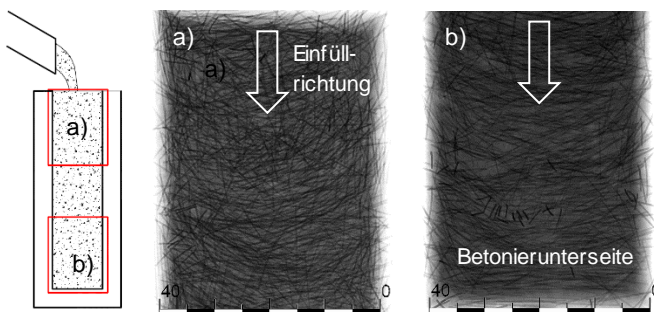


Abb. 4.3: Röntgenaufnahme der a) Ober- und b) Unterseite eines Prismas ohne Entmischung (Tab. 4.2, Mischung 2, Ausbreitmaß 27 cm): kein Unterschied im Fasergehalt erkennbar

Ausgehend von den durchgeführten Tastversuchen wurde ein Ausbreitmaß von 25 bis 29 cm als akzeptabel angesehen. Mit diesen Werten konnte eine gute Stahlfaserverteilung über die Höhe des Querschnitts erreicht werden und ein

einseitiges Einfüllen des Betons in die Schalung der Zugknochen war selbst beim Vorhandensein von schlaffer Bewehrung (siehe Probekörper in Abb. 4.6) möglich.

Stichprobenartig wurde auch der Luftporengehalt mit dem LP-Topf gemessen. Die Werte lagen im Bereich von ca. 1,5 Vol.-%.

##### 4.1.2 Betonherstellung

Die Herstellung der UHPFRC-Mischung erfolgte in einem Labormischer EMS 60 der Firma Elba mit einer maximalen Kapazität von 60 Litern und einer horizontalen Rührwerksachse. Der Mischprozess dauerte ca. 15 Minuten. Zuerst wurden die trockenen Anteile ca. eine Minute lang gemischt, um eine Verklumpung der feinsten Anteile bei der Wasserzugabe zu vermeiden. Anschließend wurden, bei rotierendem Mischer, die Silikasuspension und das restliche Wasser hinzugefügt und eine weitere Minute gemischt, bevor das Fließmittel zugegeben wurde. Dieses benötigt ungefähr fünf Minuten um einzuwirken. Die Fasern wurden darauffolgend langsam hinzugefügt. Dies erfolgte ebenfalls bei rotierendem Mischer, um eine gleichmäßige Verteilung gewährleisten zu können. Abschließend wurde die Mischung für weitere zwei bis drei Minuten bei niedriger Geschwindigkeit (ca. 20 Umdrehungen pro Minute) gemischt, um der Luft die Möglichkeit zum Entweichen zu geben und somit den Luftporengehalt zu reduzieren.

Nach dem Mischvorgang wurde die UHPFRC-Mischung in einen Betonkübel mit Auslass gefüllt (siehe Abb. 4.7 rechts), wodurch ein gezieltes Befüllen der Schalung bzw. Ausgießen in die Schalung ermöglicht wurde. Die Fallhöhe betrug dabei ca. 10 bis 15 cm.

##### 4.1.3 Betoniervorgang und Faserausrichtung

Ähnliche Versuche wie die von *Wille und Parra-Montesinos (2012)* sind auch mit der in der vorliegenden Forschungsarbeit verwendeten Mischung durchgeführt worden, um die Auswirkung des Eingießpunktes auf das Biegezugverhalten und das Einfüllverfahren für die darauffolgenden Untersuchungen zu bestimmen. Dafür wurden 100 x 100 x 400 mm Balken hergestellt, die auf unterschiedliche Art und Weise befüllt wurden: Die in Abb. 4.4 a) dargestellten Ergebnisse zeigen die Last-Verformungskurven der Balken, die von einer Seite befüllt wurden, b) die mittig befüllten Probekörper und c) die Probekörper, bei denen der Gießpunkt entlang der Balkenachse in schneller Abfolge hin und zurück wanderte. Die Balken der Serie a) weisen, verglichen mit den Balken der Serie b), höhere Biegezugsfestigkeiten mit um ca. 35% höheren Maximallasten und einer Streuung von ca. 5%, die ebenfalls im Vergleich zu den Werten der Serie b) um 10-12% geringer ausfällt, auf. Ein nennenswerter Unterschied zwischen den Balken aus den Serien b) und c) konnte nicht festgestellt werden. Im Gegensatz zu den Versuchen von *Wille und Parra-Montesinos (2012)* wies das Betonierverfahren mit einem um die Balkenachse wandernden Gießpunkt bei den im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Versuchen keinen positiven Einfluss auf die Zugfestigkeit auf.

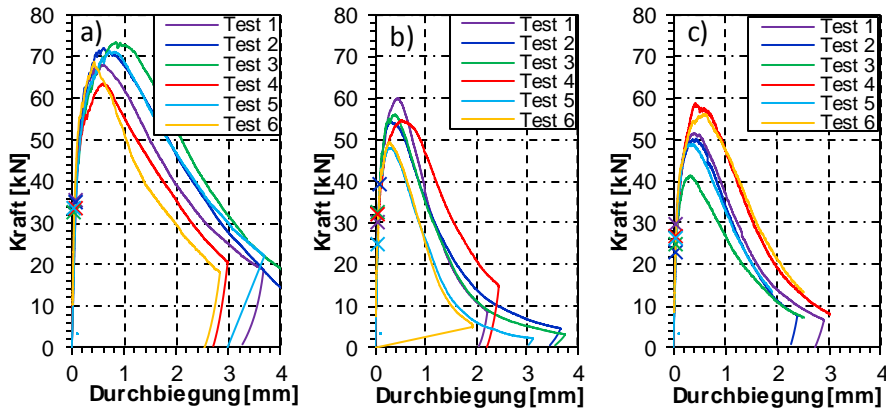


Abb. 4.4: Kraft-Durchbiegungsdiagramme von Probekörpern, die mit verschiedenen Betonierverfahren hergestellt wurden: Serie a) der Beton wurde von einer Seite aus in die Schalung gegossen, Serie b) der Beton wurde mittig eingefüllt und Serie c) der Gießpunkt wanderte während der Betonage entlang der Balkenachse

Darüber hinaus wurde auch der Einfluss der Fließlänge auf die Zugfestigkeit betrachtet. Ein Balken mit einer Länge von 2 m wurde von einer Seite aus befüllt und für die Betonage um 4% geneigt. Der Probekörper wurde in 5 Teile gesägt und jedes Teilstück wurde anschließend getestet. In Abb. 4.5 sind die Balkenabschnitte von 1 bis 5, der Fließrichtung folgend durchnummeriert. Obwohl die Anzahl der Versuche gering war, lässt sich eine leichte Tendenz der Laststeigerung mit zunehmender Fließstrecke feststellen.

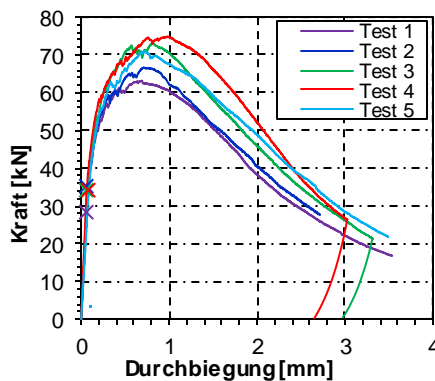


Abb. 4.5: Kraft-Durchbiegungsdiagramme für Balkenabschnitte mit unterschiedlicher Betonfließstrecke

## 4.2 Probekörpergeometrie und -herstellung

### 4.2.1 Probekörper für Biegezugversuche

Die Geometrie der Biegebalken für die Biegezugversuche wurde in Anlehnung an *AFGC Recommendations (2013)* für die verwendete Faserlänge von 12 mm gewählt. Der Querschnitt der Probekörper beträgt dabei 70 x 70 mm, die Länge der Biegebalken wurde entgegen den Vorgaben der *AFGC Recommendations (2013)* von 280 mm auf 1000 mm erhöht, um einen größeren Messbereich für die Untersuchungen zur Verfügung zu haben und um das Niveau der Dauerlast reduzieren zu können.

### 4.2.2 Probekörper für die axiale Zugversuche

Die Probekörper für die axialen Zugversuche weisen einen Querschnitt von 40 x 40 mm und eine gesamte Länge von 370 mm mit einem Messbereich von 90 mm auf. Zur Durchführung der statischen Versuche wurden geeignete Spannbacken angefertigt (siehe Abschnitt 4.3.1). Zur Durchführung der Dauerlastversuche wurden zwei Öffnungen in den Probekörpern vorgesehen, die Lastübertragung zwischen Probekörper und Dauerlastprüfstand erfolgte mittels zweier Bolzen. Im Bereich der Öffnung wurde ein Bewehrungsstab B500B mit einem Durchmesser von 6 mm eingelegt, um ein mögliches Versagen der Probekörper an der Schwächung zu vermeiden. Die Öffnung wurde durch ein PVC Rohr während der Betonage hergestellt. Im Boden der Schalung wurden entsprechende Löcher gefräst, um die PVC Rohre während der Betonage möglichst exakt in ihrer Lage zu halten (Abb. 4.6).

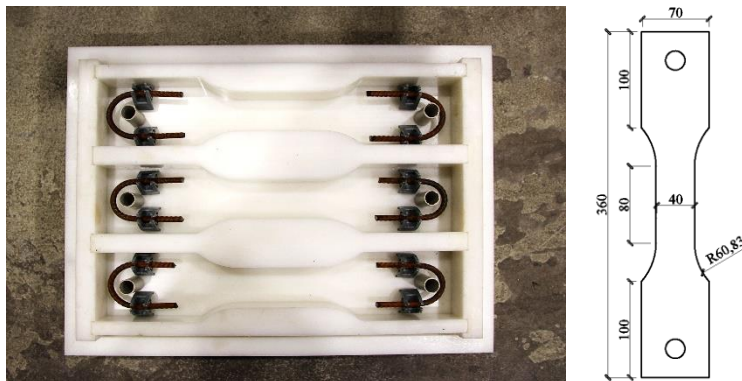


Abb. 4.6: Schalung für die Dauerlastversuche mit um die Aussparungen eingelegter Bewehrung und Geometrie des Probekörpers

### 4.2.3 Probekörperherstellung

Die Schalungen für die Zugknochen und die prismenförmigen Schalungen (siehe Abb. 4.6) wurden aus Polyoxymethylen (POM) gefertigt. Zu den Vorteilen des POMs zählen die sehr gute Verarbeitbarkeit in der CNC Maschine zur Herstellung der Schalung und die leichte Reinigung nach dem Ausschalen der Probekörper. Holzschalungen wurden lediglich für die Herstellung der 1.000 mm Balken verwendet. Um eventuell auftretende

Ungenauigkeiten zu berücksichtigen, wurden die Abmessungen der Holzschalungen nach jedem Gebrauch kontrolliert.



Abb. 4.7: Links: verschiedene Schalungen aus Holz und POM; rechts: gefüllter Betonkübel während der Betonage eines Zugknochens

Die Probekörper, die zur Untersuchung des Zugkriechens verwendet wurden, wurden in neun verschiedenen Betonagen hergestellt. Pro Charge wurden die folgenden Probekörper betoniert:

- 6 Zugknochen und 6 1.000 mm Balken zur Durchführung der Dauerlastversuche,
- 6 Zugknochen und 6 280 mm Balken zur Durchführung der Referenzversuche und
- 3 Würfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit.

Insgesamt sieben Chargen wurden mit der Mischung gemäß Tab. 4.1 betoniert. Zusätzlich wurden eine Charge mit  $\varnothing 0,4$  mm Fasern und eine Charge mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% hergestellt. Die Probekörper wurden nach der Betonage mit Folie abgedeckt und nach zwei Tagen ausgeschalt. Eine Zusammenfassung der betonierten Chargen ist in Tab. 4.3 aufgeführt.

Tab. 4.3: Betonierte Chargen für die Dauerlastversuche

Charge	Mischung	Behandlung
1 - 2	Mischung Tab. 4.1 (Referenzmischung)	Wärmebehandlung
3	Mischung Tab. 4.1 mit $\varnothing 0,4$ mm Durchmesser, 2% Fasergehalt	Wärmebehandlung
4	Mischung Tab. 4.1 mit $\varnothing 0,175$ mm Durchmesser, 2 Vol.-% Fasergehalt	Wärmebehandlung
5 - 6	Mischung Tab. 4.1 (gleich wie Chargen 1 – 2)	Wärmebehandlung
7 – 8	Mischung Tab. 4.1 (Referenzmischung)	Lagerung bei Laborbedingungen
9	Mischung Tab. 4.1 (Referenzmischung)	in Wasser gelagert

Die Probekörper wurden zwei Tage nach der Betonage ausgeschalt. Die Probekörper der Chargen 1 bis 6 wurden nach dem Ausschalen mit einer Temperatur von 90°C über 48 Stunden behandelt. Die Aufwärmung des Ofens dauerte ca. eine Stunde, die Abkühlzeit betrug ca. 12 Stunden. Da keine Steuerung an dem Ofen vorhanden war, erfolgte die Abkühlung unregelmäßig nach dem Ausschalten des Ofens. Da eine Behandlung mit 100% relativer Luftfeuchtigkeit nicht möglich war, wurden die Probekörper mit Kunststoffbeuteln versiegelt, um einen raschen Wasserverlust zu verhindern.

Die Probekörper der Chargen 7 und 8 wurden unter Laborbedingungen, die der Charge 9 in Wasser gelagert. Alle Balken wurden nach der Betonage um 90° gedreht, so dass die Betonieroberseite während der Versuche seitlich angeordnet war.

Während der Betonage der Chargen 1 bis 4 (siehe Tab. 4.3) wurde festgestellt, dass die Fließstrecke des Betons für die Betonage der 1.000 mm Balken für ein selbstständiges Durchfließen der Schalung für die verwendete Mischung (mit der auf Basis der Vorversuche festgelegten Konsistenz) zu lang war. Im Gegensatz zur Betonage der 280 mm Balken war oftmals eine händische Hilfe mit einer Kelle erforderlich, um die Schalungen vollständig zu verfüllen. Daher wurde für die folgenden Chargen der Beton aus einem Eimer ca. 10 ~ 15 cm vor der Auslauffront in die Schalung eingebracht. Dieser Vorgang wurde solange fortgesetzt, bis die Schalung vollständig verfüllt war (siehe Abb. 4.8).

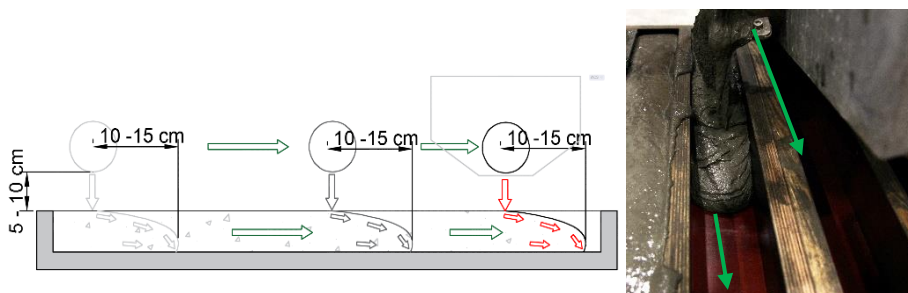


Abb. 4.8: Praktiziertes Herstellungsverfahren der 1.000 mm langen Balken

#### 4.2.4 Maßstabeffekt

Zur Überprüfung der Gleichung (2-1) wurden faserverstärkte Biegebalken mit Querschnittabmessungen von 40 x 40 mm, 70x70 mm, 100x100 mm und 150 x 150 mm gemäß *AFGC Recommendations (2013)* getestet. Abb. 4.9 zeigt die Biegezugspannung beim Auftreten des Erstrisses in Bezug auf das Maß  $a$  des Probekörpers. Diese Werte wurden aus dem Last-Durchbiegungsdiagramm zum Zeitpunkt des Linearitätsverlustes ausgelesen. Die rote Linie in Abb. 4.9 entstand nach Gleichung (2-1), wobei der Faktor  $\alpha$  in Anpassung an die Versuchsergebnisse gleich 0,07 (statt 0,08) gesetzt wurde. Dieser Wert wurde durch eine quadratische Fehlerminimierung ermittelt. Die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Probekörperabmessung konnte somit gut abgebildet werden.



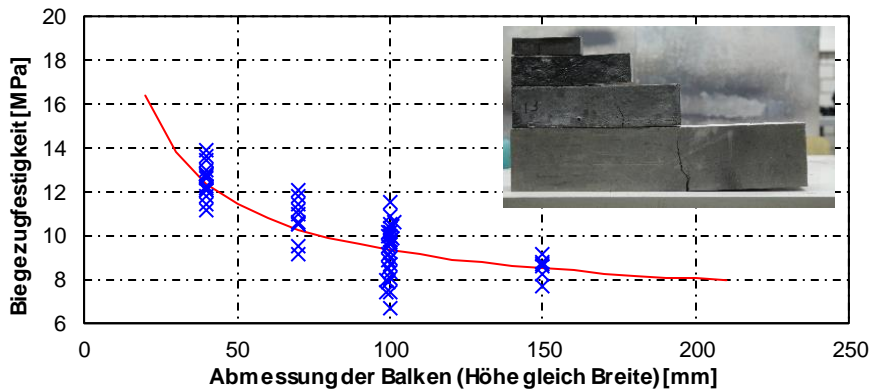


Abb. 4.9: Biegezugfestigkeit in Bezug auf der Abmessung der Balken

### 4.3 Versuchsstände

#### 4.3.1 Statische Versuche

Alle Zug- und Biegezugversuche wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern mit einer 250 kN Zwick Zweisäulen-Prüfmaschine durchgeführt. Die Maschine wurde über einen Labtronic 8800 der Firma Instron gesteuert. Die Messungen erfolgten mit der Software Catman der Firma HBM.

Für die uniaxialen Zugversuche wurden die Probekörper an beiden Enden zwischen zwei Spannbacken eingeklemmt, die jeweils durch sechs Schrauben der Größe M12 miteinander verbunden wurden. Die Schrauben wurden mit einem Drehmoment von 50 Nm angezogen. Die Spannbacken wurden entsprechend der Probekörpergeometrie mit einer Toleranz von 0,1 mm gefräst, um eine mögliche Exzentrizität zu vermeiden. Die Spannbacken wurden über zwei Gelenke an der Prüfmaschine befestigt. Die Lastübertragung erfolgte durch Reibung zwischen den Spannbacken und den Probekörper. Für diesen Versuchsaufbau wurde die Reibung zwischen dem Stahl der Spannbacken und dem UHPFRC des Probekörpers gemessen. Die Reibung betrug im Durchschnitt 0,26 für Kontaktdruckspannungen bis zu 5,5 MPa.

Dieser Versuchsaufbau ermöglicht durch die Spannbacken einen schnellen Ein- und Ausbau der Probekörper. Durch die Gelenke wird zudem verhindert, dass bereits beim Einbauen und Einspannen des Probekörpers in die Prüfmaschine Zwangskräfte entstehen, die zur Rissbildung führen können. Allerdings weist dieser Aufbau bzw. diese Zugkonstruktion eine vergleichsweise geringe axiale Steifigkeit auf, weshalb es bei Strain-softening Betonen nach der Erstrissbildung durch die freigesetzte Energie zu einem Sprung in der Last-Verformungskurve kommen kann. Der Aufbau der uniaxialen Zugversuche ist in Abb. 4.10 dargestellt.

Abb. 4.11 und Abb. 4.12 zeigen den Aufbau der Vierpunktbiegeversuche mit einem Balken der Länge von 280 mm bzw. 1.000 mm. Der Versuchsaufbau und die Funktionsweise des Systems sind für beide Balkenlängen gleichbleibend. Die insgesamt vier Stahlrollen an den Auflagern und den Lasteinleitungspunkten

gewährleisten freie horizontale Verschiebungen. Zwei Wegaufnehmer zu beiden Seiten des Probekörpers, in Mitte der Balkenhöhe mittels zwei Aluminiumprofilen (Abb. 4.12) angebracht, messen die Durchbiegung.

Die Vierpunktbiegeversuche an den 280 mm langen Balken wurden in Anlehnung an die *AFGC Recommendations (2013)* mit einer Steuerung über den Zylinderweg und einer Geschwindigkeit von 0,25 mm/min durchgeführt. Bei den Versuchen an den 1.000 mm langen Balken betrug die Geschwindigkeit des Prüfzylinders 0,5 mm/min, für die Zugversuche 0,1 mm/min. Die Messungen wurden mit einer Messrate von 5 Hz aufgezeichnet. Als Vergleich schreibt *SIA Richtlinie 2052* Geschwindigkeiten von 0,5 mm/min und 0,2 mm/min für eine Steuerung über den Zylinderweg für Biege- bzw. uniaxialen Zugversuche vor.



Abb. 4.10: Prüfstand für uniaxiale Zugversuche



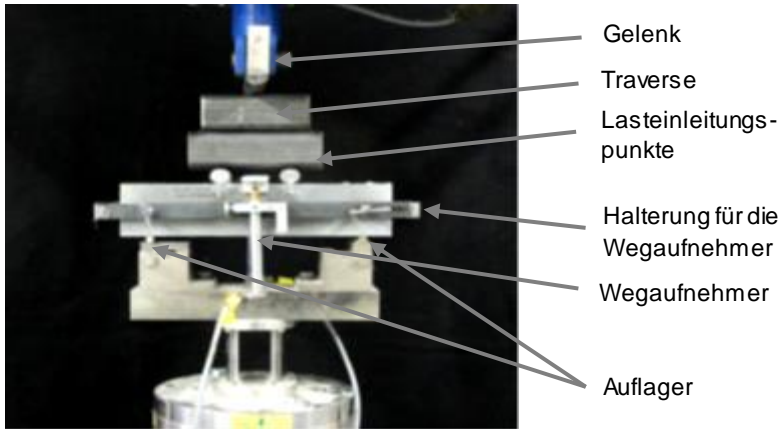


Abb. 4.11: Aufbau der Biegezugversuche mit einem 70 x 70 x 280 mm Balken

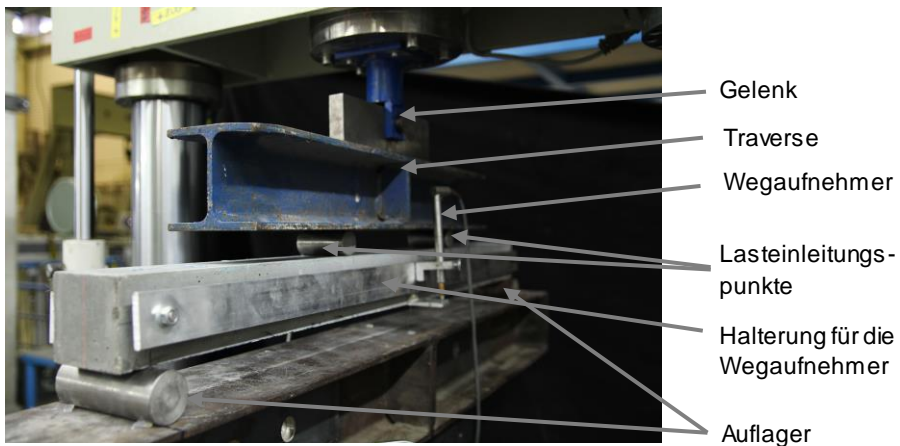


Abb. 4.12: Aufbau der Biegezugversuche mit einem 70 x 70 x 1000 mm Balken

### 4.3.2 Dauerlastprüfstände

In diesem Abschnitt werden die Dauerlastprüfstände beschrieben. Aufgrund der Gegebenheiten vor Ort war eine Regulierung der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit in der Umgebung der Prüfstände leider nicht möglich.

#### 4.3.2.1 Biegung

Die 1.000 mm Balken wurden aufeinander in Zweier- bis Vierergruppen gestapelt. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus und ein Bild des Versuchstandes zeigt

Abb. 4.13. Als Auflager unter dem Aufbau und zwischen den Probekörpern dienten Rundstahlprofile mit einem Durchmesser von 40 mm. Die Auflager der ersten Probekörper eines Stapels wurden auf Betonblöcke in einer Höhe von ca. einem Meter angeordnet, sodass die Totlast unterhalb der Balken eingehängt werden konnten. Der Abstand zwischen den Auflagern betrug 940 mm und 340 mm zwischen den

Lasteinleitungspunkten. Die Messung der Durchbiegung erfolgte durch zwei Messuhren, die auf beiden Seiten der Balken angebracht wurden. Diese wurden an einem Aluminiumstab, welcher am Probekörper über den Auflagern befestigt wurde (Abb. 4.14, Abb. 4.15), auf mittlerer Balkenhöhe angebracht. Die Aluminiumstäbe wurden auf der einen Seite fest mit dem Balken verbunden. Auf der anderen Seite wurden diese durch ein Langloch in Richtung der Balkenachse am Probekörper befestigt. Die Totlasten hingen an zwei Gewindestäben. Die Belastung wurde durch das Drehen zweier Muttern schrittweise auf die Probekörper aufgebracht. Es wurden Messuhren 2046 SB der Firma Mitutoyo verwendet. Diesen decken laut Herstellerangaben einen Messbereich von 10 mm mit einer Genauigkeit von  $\pm 0,013$  mm und einer Auflösung von 0,01 mm ab. Die erwarteten Verformungen der Probekörper waren in diesem Fall ausreichend groß, um mit diesen Messuhren erfasst werden zu können.

Im Fall des Versagens eines Probekörpers zeigt dieser Aufbau allerdings Nachteile: Es besteht das Risiko eines aufeinanderfolgenden Versagens mehrerer Probekörper oder einer Beschädigung derselben. Zudem kann der Sollwert aus Vorbelastung und Dauerlast nicht für jeden Probekörper exakt aufgebracht werden, da jeder Probekörper eines Stapels die gleiche Belastung erfährt, aber am Ende der Vorbelastungsphase verschiedene Lasten aufgewiesen hatte.

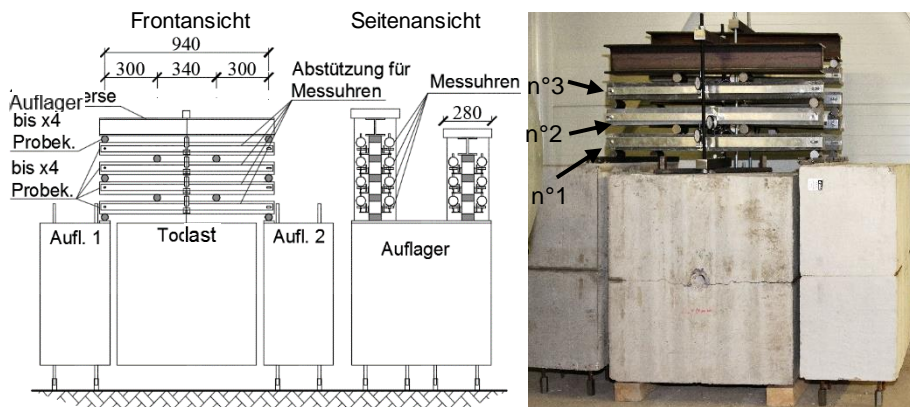


Abb. 4.13: Versuchsaufbau der Dauerlastbiegezugversuche

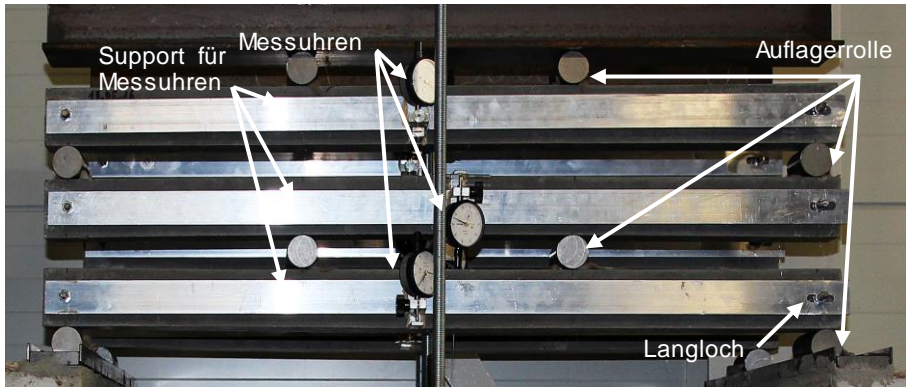


Abb. 4.14: Detail der Probekörper und Positionierung der Messuhren

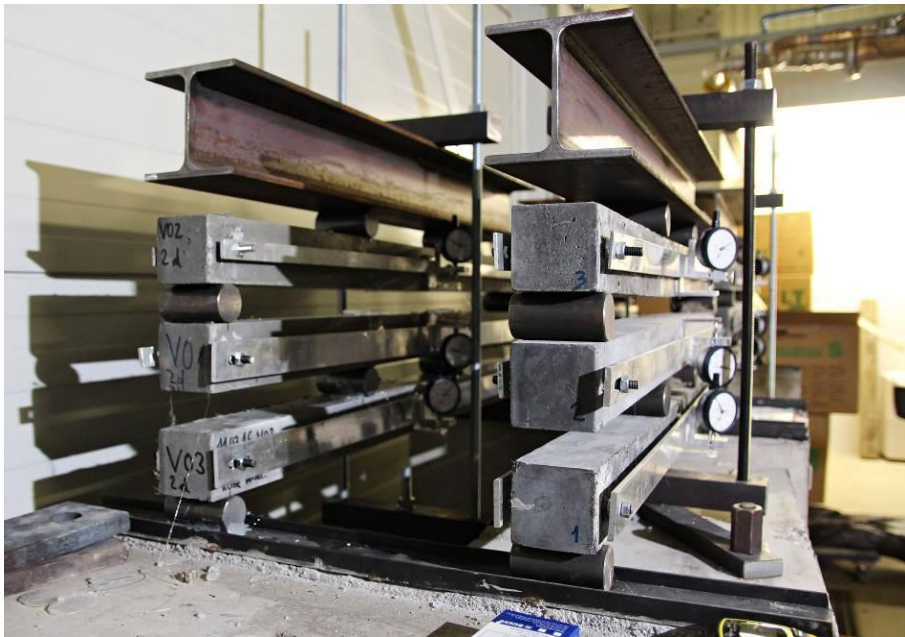


Abb. 4.15: Seitliche Ansicht auf die Dauerlastprüfstände

### 4.3.3 Uniaxialer Zug

Für die Dauerlastversuche unter Zug wurde zur Minimierung der Totlasten ein Prüfrahmen mit Hebelarmen entworfen und gebaut. Der Prüfrahmen besitzt sechs Hebelarme und ermöglichte eine gleichzeitige Belastung jedes Armes, in dem jeweils bis zu vier Probekörper übereinander hängen können. Das Verhältnis zwischen der Totlast und der Probekörperbelastung beträgt ca. 14,5. Die Abmessungen des Prüfrahmens sind in der schematischen Darstellung in Abb. 4.16 enthalten. Einen vollständig belegten Prüfstand zeigt Abb. 4.17. Die Anlegepunkte der Hebelarme liegen oberhalb des Rahmens, sodass die Totlasten unterhalb der Arme stabil hängen können. Die Probekörper wurden durch Gelenkköpfe am Rahmen befestigt. Zwischen

den Probekörpern und den Lastarmen erfolgt die Verbindung durch zwei Bolzen und zwei Anbauteile (Abb. 4.19a). Die Gegengewichte bestehen aus Stahleimern, die mit Sand befüllt werden können, wodurch eine stufenlose Regulierung der Last ermöglicht wird (Abb. 4.18 rechts). Nach dem Einbau der Probekörper kann die Belastung schrittweise aufgebracht werden. Dies erfolgt durch ein langsames Absenken der Lastarme mit Hilfe einer Schraube, wie in Abb. 4.19b dargestellt.

Zur „Kalibrierung“ der Gegengewichte wurde vor jeder Belastung zuerst die Zugkraft an der Stelle, an der die Probekörper eingebaut werden sollen, mit einer Kraftmessdose gemessen (Abb. 4.18 links). Analog zu dem Dauerlastprüfstand zur Biegung erfahren in diesem Prüfstand die Probekörper eines Lastarmes alle die gleiche Belastung. Somit führt das Versagen einer der vier Probekörper zur Entlastung aller anderen Probekörper in dieser Reihe.

Die Wegmessung unter uniaxialer Dauerlast erfolgte durch zwei potentiometrische Wegaufnehmer, von denen jeweils einer auf der Betonierober- und einer auf der Betonierunterseite angebracht wurde (Abb. 4.19c).

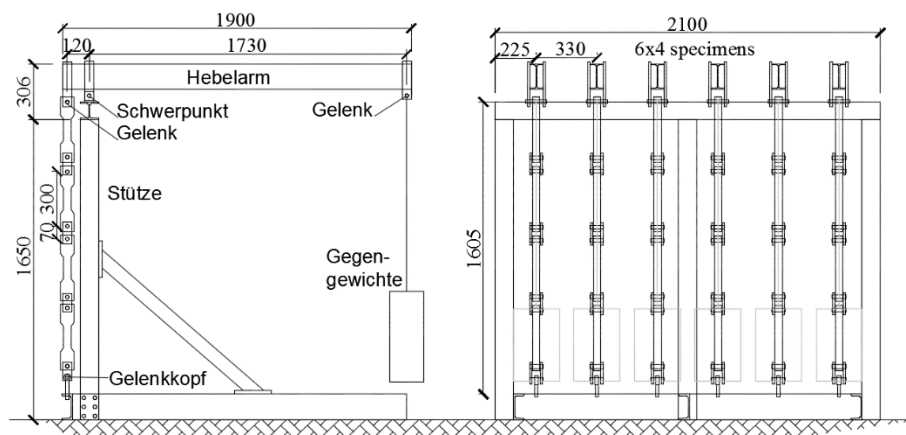


Abb. 4.16: Axialer Dauerlastzugprüfstand, Seiten- und Vorderansicht





Abb. 4.17: Axialer Dauerlastzugprüfstand (noch entlastet); Vorderansicht, die Nummerierung der Probekörper findet sich in Tab. 5.8 wieder



Abb. 4.18: Links, Kalibrierung der Gegengewichte mit einer Kraftmessdose und rechts, Lastarme mit angehängten Gegengewichte

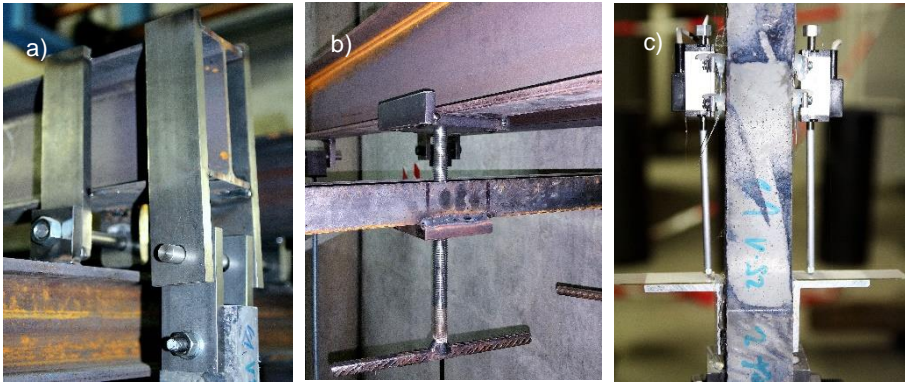


Abb. 4.19: Details des Prüfrahmens, von links nach rechts: a) Gelenke am Anlegepunkt des Hebelarms und eingebauter Probekörper, b) Gewindestange mit Hebel für die schrittweise Belastung unter den Hebelarmen, c) Verlängerung der Wegaufnehmer mit Kugelkopf

##### 4.3.3.1 Messtechnik der uniaxialen Zugversuche unter Dauerlast

Kriechversuche sind sehr raum- und zeitaufwendig. Neben dem Bedarf von Räumen mit einer möglichst geringen Temperatur- und Feuchtigkeitsänderung werden zudem aufgrund der Versuchsdauer zahlreiche Messinstrumente über einen vergleichsweise langen Zeitraum gebunden. Eine sorgfältige Auswahl der Messtechnik und -methode zur Durchführung von Kriechversuchen ist daher von besonderer Bedeutung.

Neben Präzisionsmessuhren, die zehntel oder tausendstel Millimeter Genauigkeit erreichen können, sind weitere Möglichkeiten zur Verformungsmessung Betondehnmessstreifen (kurz DMS), geklebte Messpunkte oder verschiedene Wegaufnehmer. Obwohl Dehnmessstreifen (DMS) nicht wiederverwendbar sind, stellen sie dennoch eine preiswerte Alternative zu den anderen Messmittel dar. DMS sind in unterschiedlichen Messungslängen verfügbar und bieten eine sehr gute Messgenauigkeit. Zum Auslesen der Messungen werden allerdings Verstärker benötigt, die aktuell mit hohen Anschaffungskosten verbunden sind. Die Verwendung geklebter Messpunkte in Verbindung mit einer digitalen Messuhr ist zum einen mit einem hohen Aufwand beim Messen verbunden, indem jede Messung händisch durchgeführt werden muss, und zum anderen vom Bediener abhängig, je nach Neigung und Anlegekraft des Messgerätes auf den Messpunkten können die gemessenen Werte streuen. Induktive Wegaufnehmer (Linear Variable Differential Transformer, LVDT) sind auf dem Markt in unterschiedlichen Ausführungen verfügbar. Sie besitzen im Allgemeinen eine hohe Messgenauigkeit und Reaktionsfähigkeit, sind allerdings aktuell auch mit hohen Anschaffungskosten verbunden. Weiterhin benötigen sie, ähnlich wie die Dehnmessstreifen, entsprechendes kostenintensives Equipment zur Signalverarbeitung. Für eine größere Anzahl an Langzeitversuchen kann die Verwendung induktiver Wegaufnehmer daher unwirtschaftlich sein. Potentiometrische Wegaufnehmer liefern als Messsignal eine Spannung, die proportional zum Weg ist. Diese Wegaufnehmer messen durch einen Taster, der mit einem im Gehäuse verbauten Schleifer, welche sich über einen Halbleiter bewegt, verbunden ist. Je nach

Position des Tasters ist die Strecke, die der Strom auf dem Halbleiter zurücklegen muss, länger oder kürzer und desto kleiner oder größer ist die Ausgangsspannung, die vom Wegaufnehmer ausgegeben wird. Zu den Nachteilen dieses Messprinzips zählen der Verschleiß der Schleifer und Halbleiter aufgrund wiederholter Bewegungen und die verzögerte Reaktionsfähigkeit, weshalb potentiometrische Wegaufnehmer im Allgemeinen ungeeignet zur Verwendung bei Versuchen mit hohen Verschiebungsgeschwindigkeiten, wie beispielsweise bei Ermüdungsversuchen, sind. Für Dauerlastversuche spielen diese Faktoren eine untergeordnete Rolle, weshalb sich im Rahmen des Forschungsvorhabens, und auch aus wirtschaftlichen Gründen, für die Verwendung von potentiometrischen Wegaufnehmern zur Messung der Kriechverformungen entschieden wurde.

Es wurden die Wegaufnehmer TR-0010 der Firma Novotechnik gewählt. Diese besitzen einen nutzbaren Messbereich von 10 mm und gemäß den Herstellerangaben eine Wiederholgenauigkeit von 0,002 mm. Ein passender Datalogger wurde in der Elektronikwerkstatt der TU Kaiserslautern auf Basis eines NI USB-6002 der Firma National Instrument gebaut (Abb. 4.20). Der Datalogger kann die Spannung von acht Kanälen mit einer Auflösung von 16 Bit erfassen. Die analoge Spannung von 0 bis 10 V, entsprechend dem Messbereich von 10 mm, wird somit mit 65.536 Punkten abgelesen, d. h. einer theoretischen Genauigkeit von ca. 0,15  $\mu\text{m}$ . Zur Kostenminimierung wurden verschiedene Gruppen von acht Kanälen durch eine Relaischaltung nacheinander abgelesen. Die Ablesung der verschiedenen Gruppen wurde über eine Software den entsprechenden Kanälen zugewiesen und abgespeichert. Aufgrund der Geschwindigkeit der Relaischaltung konnte eine Ablesung der vorhandenen Kanäle höchstens mit einer Frequenz von ca. 1/20 Herz erfolgen. Zur Datenerfassung bei statischen Versuchen wäre diese Frequenz zu gering, für Kriechversuche ist diese Messrate hingegen uneingeschränkt geeignet. An jedem Probekörper wurden zwei Wegaufnehmer angebracht, jeweils einen auf der Betonierober- und einen auf der Betonierunterseite (Abb. 4.19c). Der Schaft der Wegaufnehmer wurde, um den mittleren Bereich der Probekörper vollständig zu erfassen, mit einem Aluminiumrohr um 90 mm verlängert.



Abb. 4.20: Datalogger für die uniaxialen Dauerlastzugversuche



## **5 Experimentelle Untersuchungen zum Kriechverhalten von gerissenem UHPFRC**

Da Bauteile aus UHPFRC im gerissenen Zustand bemessen werden, sind Untersuchungen zu zeitabhängigen Verformungen und der Dauerstandtragfähigkeit in diesem Zustand notwendig. Allerdings existieren bisher kaum aussagekräftige Untersuchungen zum UHPFRC (siehe Kapitel 3). Auch die Frage, ob der Werkstoff UHPFRC ohne Einbau von schlaffer oder vorgespannter Bewehrung einer Dauerbelastung im gerissenen Zustand standhalten kann, ist noch offen. In Rahmen dieser Arbeit erfolgten die Untersuchungen zum Zugkriechen im gerissenen Beton an Biegebalken und Zugkörpern. Das Druckkriechen und Schwinden wurde an Betonzylindern gemessen. Das Nachrissverhalten des verwendeten Betons wurde durch Referenzversuche ermittelt, anhand derer das Belastungsniveau für die Vorbelastungen festgelegt wurde. Nach der Vorbelastung wurden die Probekörper in den Kriechständen eingebaut und belastet. Nach sechs Monaten unter Dauerlast wurden einige Probekörper bis zum Bruch zur Bestimmung der Resttragfähigkeit getestet. Da bei diesen Versuchen keine Beeinträchtigung der Resttragfähigkeit festgestellt werden konnte, wurden die restlichen Probekörper weiterhin unter Dauerlast in den Kriechständen belassen.

### **5.1 Versuchsprogramm**

Auf Basis der Literaturrecherche wurde ein Versuchsprogramm entwickelt und so strukturiert, dass in einem ersten Schritt der Einfluss des Belastungsniveaus untersucht wurde. Diese Versuche dienen als Referenz für die nachfolgenden Versuche, bei denen weitere Parameter untersucht wurden. Insgesamt wurden an 33 Balken und 34 Zugknochen Versuche über einen Zeitraum von vier Monaten bis zu 15 Monaten (Tab. 5.1 und Tab. 5.2) durchgeführt.

#### **5.1.1 Biegezugversuche**

Das Versuchsprogramm der Biegezugversuche ist in Tab. 5.1 dargestellt. Pro Tabellenzeile werden die Versuche zu einem bestimmten Parameter unter Angabe der Fasersorte und des Belastungsniveaus aufgeführt. In der Serie a. wurde der Effekt des Belastungsniveaus anhand von 12 Balken mit Dauerlasten zwischen 40 und 90% der Last am Ende der Vorbelastung untersucht (Zeile a. in Tab. 5.1). Davon wurden acht Versuche bei einem Belastungsniveau von ca. 60% der Last am Ende der Vorbelastung durchgeführt. Das Biegezugkriechen in ungerissenem Beton wurde an zwei Balken geprüft (Serie b.). Ziel dieser Serie war die Charakterisierung des Biegezugkriechens der Betonmatrix. Das Belastungsniveau war in diesem Fall auf maximal 60% der Last am Ende der Vorbelastung begrenzt, wodurch das Risiko, dass Risse entstehen, minimiert werden sollte.

Die in der vorliegenden Forschungsarbeit verwendete Betonmischung (Tab. 4.1) wurde für die Serien c. und d. hinsichtlich der verwendeten Fasern bzw. des Fasergehaltes verändert: Für die Serie c. wurden Stahlfasern der gleichen Länge (12,5 mm) mit einem Durchmesser von 0,40 mm verwendet. Der Fasergehalt von 2 Vol.-% blieb dabei unverändert. Somit änderte sich der Quotient aus Länge und

Durchmesser von 71 auf 31. Für die Serie d. wurde der Faseranteil der 0,175 mm langen Fasern verdoppelt (auf 4 Vol.-%). Dieser Wert liegt deutlich über demjenigen Faseranteil, der bei UHPC als wirtschaftlich bezeichnet werden kann. Dennoch wurde ein Fasergehalt von 4 Vol.-% gewählt, um einen möglichen Einfluss des Fasergehaltes auf das Zugkriechen feststellen zu können.

Mit den Versuchsserien e. und f. wurde der Einfluss einer Wärmebehandlung bzw. der Wasserlagerung und Versiegelung untersucht. Die Probekörper dieser Versuchsreihen wurden trocken bzw. unter Wasser gelagert und zwei Monate nach der Betonage belastet. Zwei der drei wassergelagerten Probekörper wurden mit Alufolien versiegelt. Eine der beiden aluversiegelten Probekörper wurde vorbelastet.

Serie g. diente der Untersuchung des Einflusses des Betonalters. Jeweils drei Probekörper wurden 2 sowie 13 Tage nach der Betonage belastet. Jeweils einer dieser Probekörper war nicht vorbelastet. Insgesamt wurden vier Versuche in ungerissenem Beton durchgeführt (Serien b., f. und g.).

Tab. 5.1: Versuchsprogramm für die Biegezugversuche unter Dauerlast an Balken mit der Länge 1.000 mm

Serie	Untersuchte Parameter	Faserlänge [mm] / Durchmesser [mm] / Gehalt [%]	Dauerlast [%] (Sollbelastung)	Versuchsanzahl	
				geplant	durchgeführt
a.	Belastungsniveau	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 60 / 80 / 90	5 / 3 / 2 / 2	5 / 3 / 2 / 2
b.	Biegezugkriechen in ungerissenem Beton	12,5 / 0,175 / 2%	ca. 40 / 60 ohne Vorbelastung	2 / 2	1 / 1
c.	Verhältnis Länge/Durchmesser	12,5 / 0,40 / 2%	40 / 80	2 / 2	2 / 2
d.	Fasergehalt	12,5 / 0,175 / 4%	60	2	2
e.	Ohne Wärmebehandlung	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 80	2 / 2	3 / 1
f.	Versiegelung und Wasserlagerung	12,5 / 0,175 / 2%	ca. 40% / ohne Vorbelastung	2 / 2	2 / 1
g.	Betonalter	12,5 / 0,175 / 2%	ca. 50% / ohne Vorbelastung	4 / 2	4 / 2
Total				35	33

### 5.1.2 Axiale Zugversuche

Das Versuchsprogramm der uniaxialen Zugversuche unter Dauerlast zeigt Tab. 5.2. Der Aufbau folgt dabei dem des Versuchsprogramms der Biegezugversuche (siehe Abschnitt 5.1.1).

Der Einfluss des Belastungsniveaus wurde anhand von 11 gerissenen Probekörpern untersucht (Serie a.). Die Dauerlasten betrugen zwischen 40 und 90% der Resttragfähigkeit. An weiteren sechs Probekörpern (Serie b.) wurden Untersuchungen zum Zugkriechen im ungerissenen Beton durchgeführt. In den Serien c. und d. wurden der Faserdurchmesser und der Fasergehalt variiert. Die Abweichungen in der Anzahl der Probekörper zwischen „geplant“ und „durchgeführt“ in Tab. 5.2 sind durch das unterschiedliche Tragverhalten und das Versagen einiger Probekörper bei der Wiederbelastung zu begründen.

Die unterschiedlichen Behandlungsarten wurden mit den Serien e. (nicht wärmebehandelt) und f. (Wasserlagerung und Versiegelung) analysiert. Zwei der vier wassergelagerten Probekörper wurden versiegelt. Die beiden nicht-versiegelten Probekörper waren beide vorbelastet. Von den versiegelten Probekörpern wurde lediglich ein Probekörper vorbelastet.

Die Auswirkungen des Betonalters zu Belastungsbeginn wurden in Serie g. an vier Probekörpern untersucht. Hierfür wurden 3 und 13 Tage alte Probekörper mit einer Dauerlast von 40% der Last am Ende der Vorbelastung beansprucht.

Ein Probekörper mit Kerbung wurde auf Dauerlast getestet (Serie h.), um den tatsächlichen Beitrag des Kriechens im Riss darstellen zu können. Hierbei wurden zwei verschiedene Ausdehnungen bei der Vorbelastung geprüft.

Tab. 5.2: Versuchsprogramm für uniaxiale Zugversuche unter Dauerlast

Serie	Untersuchte Parameter	Faserlänge [mm] / Durchmesser [mm] / Gehalt [%]	Dauerlast [%] Sollbelastung	Versuchsanzahl	
				geplant	durchgeführt
a.	Belastungsniveau	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 60 / 90	4 / 3 / 4	4 / 3 / 4
b.	Biegezugkriechen in ungerissenem Beton	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 60 / 80	2 / 2 / 2	2 / 2 / 2
c.	Länge/Durchmesser Verhältnis	12,5 / 0,400 / 2%	40	3	2
d.	Fasergehalt	12,5 / 0,175 / 4%	40	3	1
e.	ohne Wärmebehandlung	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 80	2 / 1	2 / 1
f.	Versiegelung und Wasserlagerung	12,5 / 0,175 / 2%	50	4	4
g.	Betonalter	12,5 / 0,175 / 2%	50 / 50	2 / 2	2 / 2
h.	gekerbte PK	12,5 / 0,175 / 2%	50	3	1
i.	größere Vorverformung	12,5 / 0,175 / 2%	40 / 80	1 / 1	1 / 0
Total				40	34

### 5.1.3 Versuchsdauer

Dauerlastversuche unterliegen einer zeitlichen Beschränkung. In der Literatur finden sich unterschiedliche Beobachtungszeiträume, die von 90 Tagen (*Bernard (2004), Zerbino et al. (2016)*) bis zu 400 Tagen (*Nakov et al. (2016)*) reichen. In seltenen Fällen wurden die Probekörper für mehrere Jahre unter Dauerlast beobachtet (*Candido et al. (2015), Tan und Saha (2005)*). Um eine Tendenz und eventuelle Verformungszunahmen, die häufiger zu Beobachtungsbeginn auftreten können (*Garcia-Taengua et al. (2016)*), abbilden zu können, wurde für die im Rahmen der vorliegend beschriebenen Forschungsarbeit durchgeführten Dauerlastversuche eine Mindestdauer von sechs Monaten als sinnvoll erachtet. Um einen längeren Zeitraum unter Dauerlast zu erfassen bzw. eine langfristige Beobachtung zu ermöglichen, wurden nach Abschluss der Arbeit insgesamt 23 Biegebalken und 24 Zugknochen in den Dauerlastprüfständen belassen. Die Kriechverformungen werden kontinuierlich abgelesen und dokumentiert. Hauptsächlich handelt es sich dabei um Probekörper mit den höchsten Belastungsniveaus (Details finden sich in den folgenden Abschnitten).

5.4.1 und 5.4.2), mit verschiedenen Fasertypen sowie gerissenem und ungerissenem Beton.

### 5.2 Referenzversuche

Anhand statischer Versuche wurden 280 mm und 1.000 mm lange Balken für die Biegezugversuche sowie Probekörper für die uniaxialen Zugversuche bis zum Versagen getestet. Tab. 5.3 und Tab. 5.4 fassen diese Ergebnisse zusammen.

#### 5.2.1 Biegezugversuche

In den folgenden Abb. 5.1 und Abb. 5.2 werden die Last-Verformungskurven der Referenzversuche der 280 mm Balken sowie in Abb. 5.3 und Abb. 5.4 die der 1.000 mm Balken dargestellt. Die in den Diagrammen eingetragenen Kreuze kennzeichnen den jeweiligen Punkt, an dem es zur Erstrissbildung kam. Dieser wurde an dem Punkt, an dem es zu einem ersten Steifigkeitsabfall der Last-Verformungskurve kam, festgelegt. Tab. 5.3 enthält eine Auflistung der elastischen Grenz- und Maximallasten  $F_{el,m}$  und  $F_{u,m}$  der Referenzversuche. Auf Basis dieser Werte wurde die Zugfestigkeit der Betonmatrix  $f_{ct,fl}$  (an der elastischen Grenze) und eine äquivalente elastische Zugfestigkeit  $f_{ctf,eq}$  (bei der Maximallast) wie folgt berechnet:

$$f_{ctf,eq} = \frac{F_{u,m}}{W} \quad (5-1)$$

Hierbei ist  $W$  das Widerstandsmoment der Balken. Im Nachrissbereich konnten mit der Referenzmischung maximale Kräfte von 27 bis 42 kN bei den Balken mit einer Länge von 280 mm erzielt werden (Zeile 1 in Tab. 5.3). Dies entspricht einer Zugfestigkeit  $f_{ctf,eq}$  von ca. 22 MPa. Diese Balken zeigten ausnahmslos ein Strain-hardening Verhalten. Minimal war der Einfluss der Wärmebehandlung zwischen den behandelten und den ca. zwei Monaten alten nicht-behandelten Probekörpern hinsichtlich der maximalen Lasten (Abb. 5.1, Zeile 2 in Tab. 5.3). Ein deutlicher Unterschied zeigte sich aber beim Erreichen des Erstrissniveaus: die Kräfte beim Erreichen der elastischen Grenze (Erstrissbildung) der Balken ohne Wärmebehandlung lagen ca. 20% niedriger als die der wärmehandelten Probekörper. So war der Effekt der Wärmebehandlung auf die Betonbiegezugfestigkeit in der gleichen Größenordnung wie für die Druckfestigkeit.

Deutlich niedrigere Maximallasten wurden für die Balken mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm erzielt. Diese betrugen zwischen 18 und 32 kN (Abb. 5.2 links, Zeile 3 in Tab. 5.3). Das Verhältnis der Faseroberfläche zur Querschnittsfläche nimmt mit größerem Faserdurchmesser zu, wodurch auch das Verhältnis der Verbund- zur Faserzugspannung anwächst. Unter der Annahme, dass die Verbundspannung der Stahlfaser ähnlich ist, wird der Stahl durch kleinere Zugspannungen weniger ausgenutzt.

Bei den Referenzversuchen an den 280 mm langen Balken mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% betrugen die maximalen Lasten zwischen 40 und 52 kN. Sie waren damit, verglichen mit der Referenzmischung (Abb. 5.2 rechts, Zeile 3 in Tab. 5.3) insgesamt

ca. 25% höher. Entgegen den Erwartungen wurde die elastische Grenze im Vergleich zur Referenzmischung bei niedrigeren Lasten erreicht.

Die Zugspannung  $f_{ctf,eq}$  beim Erreichen des Erstrissniveaus lag bei den Referenzversuchen mit den Balken der Länge von 1.000 mm auf einem nahezu gleichen Niveau wie bei den 280 mm langen Balken (Abb. 5.3 links, Zeile 5, 6 in Tab. 5.3). Trotzdem weisen sowohl die Maximallasten als auch das Nachrissverhalten dieser Versuchsserien eine starke Streuung auf. Weiterhin erzielten die Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% im Vergleich zu den Probekörpern mit einem Fasergehalt von 2 Vol.-% der Referenzmischung im Durchschnitt 22% niedrigere Maximallasten (Abb. 5.4 rechts, Zeile 8 in Tab. 5.3). Deutlich schlechter als die Referenzmischung waren auch die Balken mit Fasern des Durchmessers 0,4 mm mit fast 45% niedrigeren Maximallasten (Abb. 5.4 links, Zeile 7 in Tab. 5.3). Begründet werden kann dies durch die Probekörperherstellung und die damit verbundene Ausrichtung der Fasern bei der Betonage. Wie in Abschnitt 4.1.2 beschrieben, ergaben sich bei der Herstellung der 1.000 mm Balken während der Betonage der ersten vier Chargen Schwierigkeiten hinsichtlich der Länge des Fließweges.

Anhand der Referenzversuche wurde die Durchbiegung der Probekörper für die Vorbelastung bestimmt. Für die Balken mit einem Faserdurchmesser von 0,175 mm wurde ein Bereich von 4 bis 6 mm festgelegt. Die Probekörper mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm wurden bis 1,5 mm und die Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% bis 2,5 mm vorbelastet. Bei diesen Verformungen befindet sich die Last-Durchbiegungskurve noch im Bereich des Maximums, die Probekörper weisen eine hohe Resttragfähigkeit auf und das Rissbild ist gut ausgebildet. Die größtmögliche Rissanzahl hat sich nahezu vollständig oder bereits in vollem Maße ausgebildet. Ab diesem Zeitpunkt wird sich bei weiterer Laststeigerung nur der lokalisierte Riss weiter öffnen.

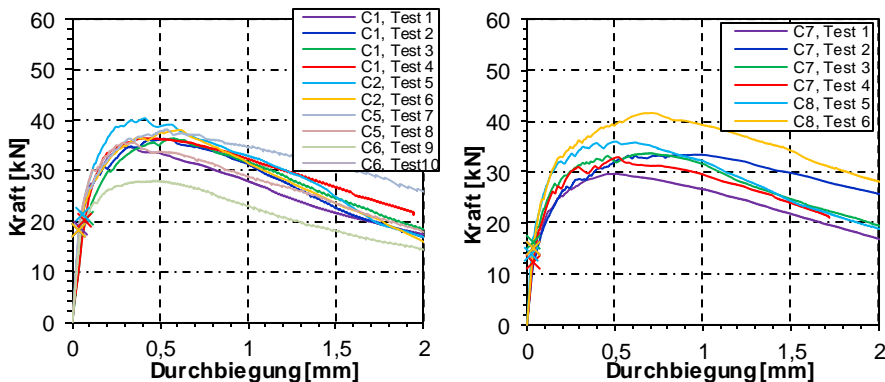


Abb. 5.1: Kraft-Durchbiegungsbeziehung der 280 mm langen Balken in den Referenzversuchen. Links: mit Wärmebehandlung, Chargen C1, C2, C5, C6; rechts: ohne Wärmebehandlung, Charge C7, C8

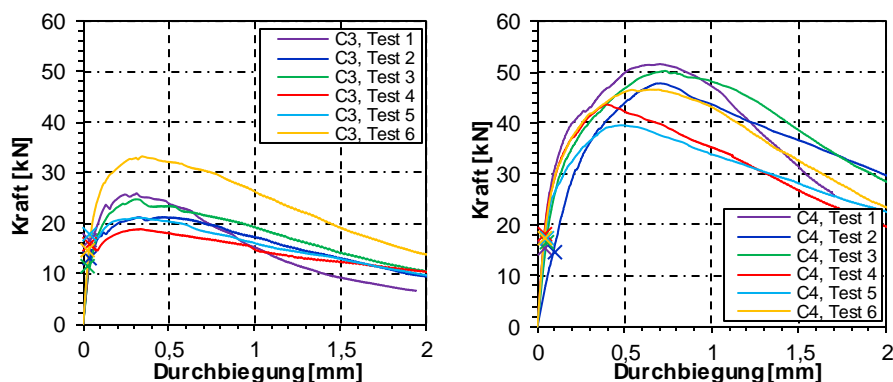


Abb. 5.2: Kraft-Durchbiegungsbeziehung der wärmebehandelten 280 mm langen Balken in den Referenzversuchen; links: mit einem Faserdurchmesser  $\varnothing$  0,4 mm, Charge C3; rechts: mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%, Charge C4

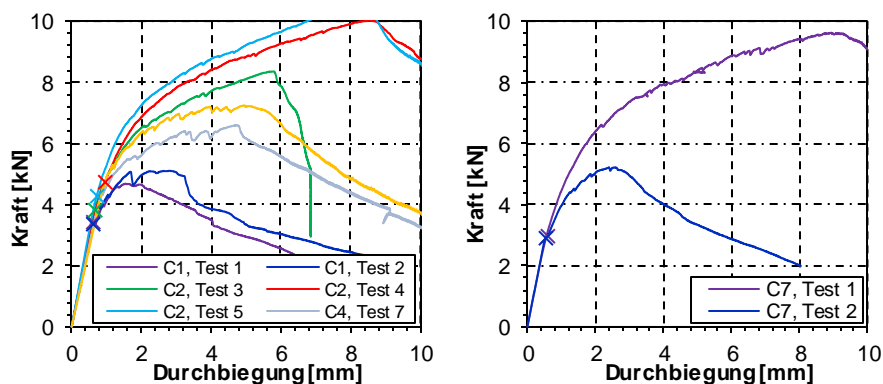


Abb. 5.3: Kraft-Durchbiegungsbeziehung der 1000 mm langen Balken in den Referenzversuchen. Links: mit Wärmebehandlung, Chargen C1, C2, C4; rechts: ohne Wärmebehandlung, Charge C7

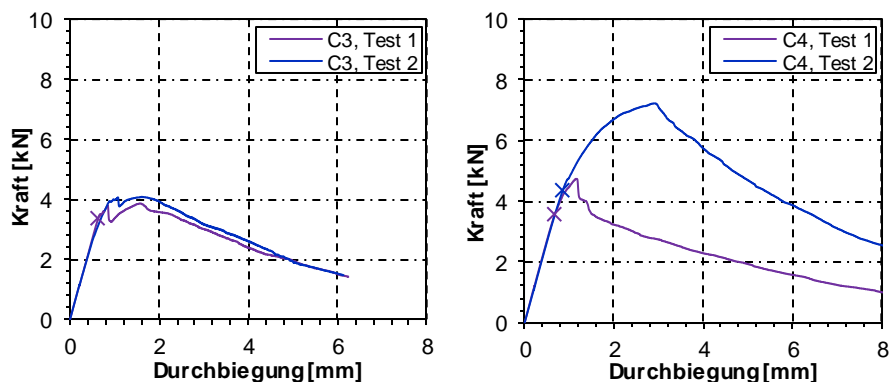


Abb. 5.4: Kraft-Durchbiegungsbeziehung von wärmebehandelten 1000 mm langen Balken in den Referenzversuchen. Links: mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm, Charge C3; rechts: mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%, Charge C4

Tab. 5.3: Ergebnisse der Referenzversuche an Balken; Elastische Grenze, Maximallasten und Zugfestigkeiten

Beschreibung	Charge in Tab 4.3	Anzahl	Erstriss			Maximallast		
			$F_{eLm}$	$f_{ct,fl}$	$Var(f_{el})$	$F_{u,m}$	$f_{ctf,eq}$	$Var(f_{iu})$
			[kN]	[MPa]	%	[kN]	[MPa]	%
1) 280 mm Referenzmischung	1, 2, 5, 6	10	19.4	11.9	7.3%	37.1	22.7	5.2%
2) 280 mm ohne Wärmebehandl.	7, 8	6	14.4	8.8	8.6%	35.8	21.9	13.3%
3) 280 mm Ø0,4 mm Fasern	3	6	14.8	9.1	13.3%	24.1	14.8	21.3%
4) 280 mm 4% Fasergehalt	4	6	16.5	10.1	8.5%	46.6	28.5	9.5%
5) 1000 mm Referenzmischung	1, 2, 5, 6	5	3.9	10.7	14.8%	7.7	21.2	35.0%
6) 1000 mm ohne Wärmebehandl.	7, 8	2	2.9	7.9	2.2%	7.4	20.3	42.1%
7) 1000 mm 0,4 mm Fasern	3	2	3.4	9,0	3,1%	4,0	10,4	3,9%
8) 1000 mm 4% Fasergehalt	4	2	3.9	10.8	14.2%	6.0	16.4	29.5%

### 5.2.2 Uniaxiale Zugversuche

Abb. 5.6 bis Abb. 5.8 zeigen die Kraft-Verformungsdiagramme der uniaxialen Referenzzugversuche. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser Versuche zeigt Tab. 5.4. Die Referenzmischung (Tab. 4.1) zeigte ein leichtes Strain-hardening Verhalten. Die Erstrissbildung erfolgte im Durchschnitt bei 9,8 MPa. Die maximale Zugspannung betrug 11,2 MPa (Abb. 5.6 links, Zeile 1 in Tab. 5.4). Die in Wasser gelagerten Probekörper und die Probekörper mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm zeigten dagegen ein Strain-softening Verhalten (Abb. 5.7, Zeile 3 und 4 in Tab. 5.4). Die wassergelagerten Probekörper wiesen eine höhere Erstrissspannung auf. Nach dem Auftreten des ersten Risses kam es zu keiner weiteren Steigerung der Zuglast. Die Versuche mit den Probekörpern mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% fielen unerwartet schlecht aus. Die Versuchsergebnisse streuten zum Teil stark. Als Hauptursache ist die Faserausrichtung zu nennen. Abb. 5.5 zeigt beispielweise die Probekörper der Versuche Nr.1 (links) und Nr. 6 (rechts) aus dem Diagramm in Abb. 5.7, rechts. Zu erkennen ist, dass bei Versuch Nr. 6 der Riss durch die Fasern effektiv überbrückt wurde und die Fasern aus dem Beton herausgezogen wurden, während bei Versuch Nr.1 die Fasern annähernd parallel zur Rissebene ausgerichtet waren, weshalb der Beitrag der Fasern zur Zugfestigkeit gering war.

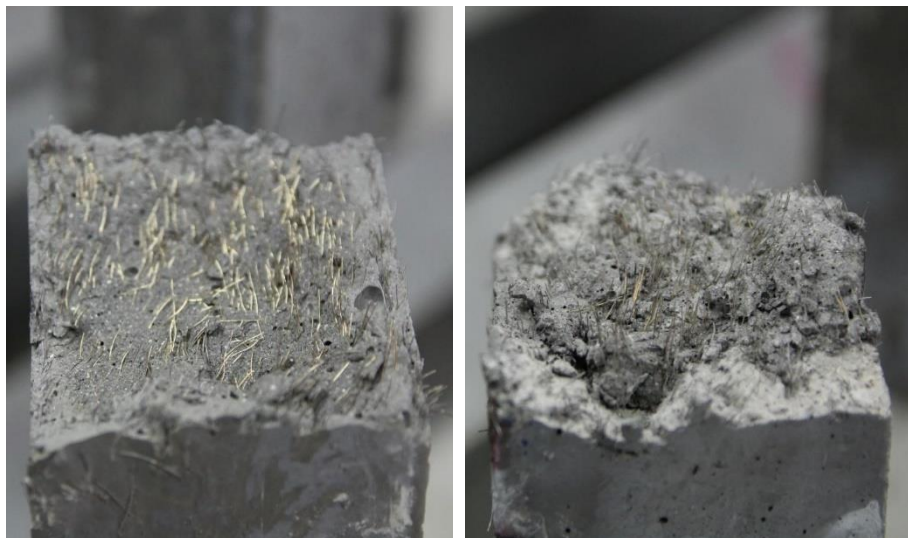


Abb. 5.5: Beispiel von zwei Probekörpern mit 4 Vol.-% Fasergehalt mit großer Streuung im Nachrissverhalten. Links: Versuch Nr.1, Fasern sind nahezu parallel zur Rissebene; rechts: Versuch Nr.6, wirksame Fasern, Ausrichtung senkrecht zur Betonoberfläche

Insgesamt drei Referenzversuche wurden an gekerbten Probekörpern durchgeführt (Abb. 5.8 rechts). Die Kerbung auf der Betonober- und -unterseite betrug dabei jeweils 3 mm. Bei Versuch Nr. 2 verlief der Riss außerhalb der Kerbung. Bis zur Erstrissbildung zeigt das Last-CMOD nahezu keine Verformungen. Darauf folgend bildete sich ein Kraft-Verformungsverlauf sehr ähnlich zu dem der Versuche mit der Referenzmischung (Abb. 5.6 links) aus. Nach Erreichen der maximalen Last konzentrierten sich die Verformungen im lokalisierten Riss, welcher zum Versagen führt, während sich die anderen Risse leicht zurückbildeten oder unverändert blieben.

Anhand der in Abb. 5.6 bis Abb. 5.8 dargestellten Ergebnisse wurde das Verformungsniveau für die Vorbelastung analog dem Vorgehen bei den Balken (siehe Abschnitt 5.2.1) bestimmt. Die Probekörper mit der Referenzmischung wurden bis zu einer axialen Ausdehnung von 0,2 mm des Messbereichs bzw. bis zu einer Dehnung von ca. 0,17% vorbelastet. Die Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% wurden bis 0,15 mm und die Probekörper mit Fasern des Durchmessers von 0,40 mm wurden bis zu einer Dehnung von 0,1 mm vorbelastet.



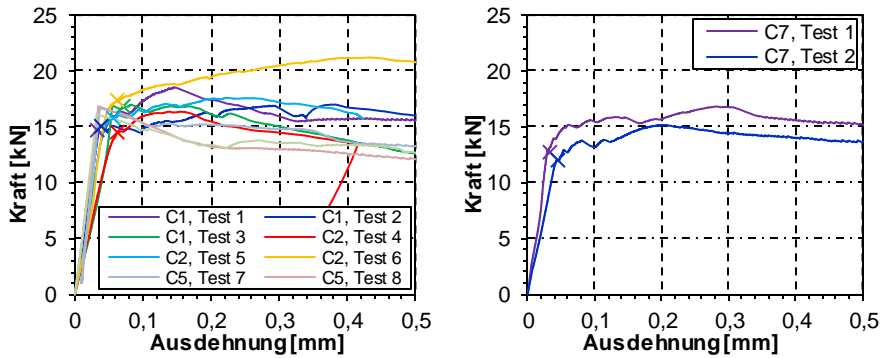


Abb. 5.6: Kraft-Verformungsbeziehung von Probekörpern bei den uniaxialen Referenzversuchen. Links: mit Wärmebehandlung, Chargen C1, C2, C5; rechts: ohne Wärmebehandlung, Charge C7

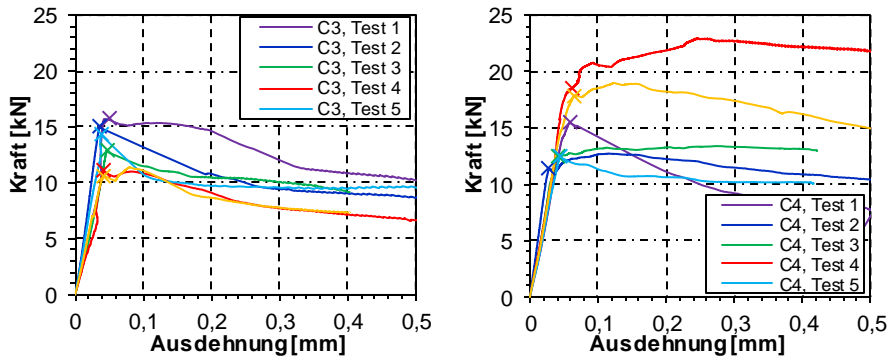


Abb. 5.7: Kraft-Verformungsbeziehung von wärmebehandelten Probekörpern bei den Referenzversuchen. Links: mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm, Charge C3; rechts: mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%, Charge C4

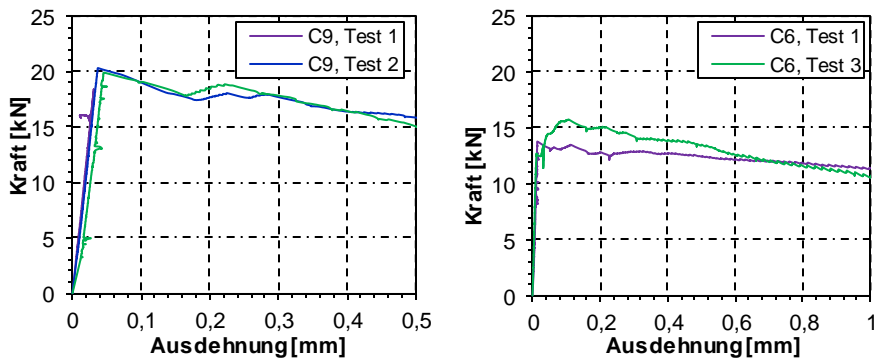


Abb. 5.8: Links: Kraft-Verformungsbeziehung von wassergelagerten Probekörpern in den Referenzversuchen, Charge C9; rechts: Kraft-Verformungsbeziehung von wärmebehandelten, gekerbten Zugknochen (Referenzversuche), Charge 6; bei Versuch Nr. 2 verlief der Riss außerhalb der Kerbung

Tab. 5.4: Ergebnisse der uniaxialen Zugversuche: elastische Grenze, Maximallasten und Zugfestigkeiten

Beschreibung	Charge in Tab 4.1	Anzahl	Erststiss			Maximallast		
			$F_{el,m}$	$f_{ctel}$	$Var(f_{el})$	$N_{u,m}$	$f_{ctf}$	$Var(f_{ctf})$
			[kN]	[MPa]	%	[kN]	[MPa]	%
1) Referenzmischung	C1, C2, C5, C6	10	17.9	9.8	9.8%	15.7	11.2	7.3%
2) Ohne Wärmebehandl.	C7, -8	6	16.0	7.7	7.3%	12.3	10.0	4.2%
3) Ø 0,4 mm Fasern	C3	6	16.0	9.2	26.2%	14.6	10.0	20.8%
4) 4% Fasergehalt	C4	6	13.4	8.2	14.4%	13.2	8.4	16.0%
5) Wasserlagerung	C9	2	/	/	/	20.0	12,5	2.0%

### 5.3 Vorbelastung der Probekörper

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Vorbelastungsversuche zusammengefasst. Die in den folgenden Abschnitten verwendeten Probekörperbezeichnungen setzen sich aus der Probekörpernummer, der Art der Nachbehandlung und weiteren Hinweisen zur Versuchsserie zusammen. Zudem wird auch das Belastungsniveau angegeben. Eine Zusammenfassung der für die Probekörperbezeichnung verwendeten Abkürzungen ist sich in Tab. 5.5 aufgeführt.

Tab. 5.5: Probekörperbezeichnung

No.		Bedeutung
1.	Probekörpernummer	PK01, PK02, ... Nummerierung der Balken PKA01, PKA02, ... Nummerierung der Zugversuche
2.	Nachbehandlung	Wb. wärmebehandelt W. in Wasser gelagert k. B. keine Behandlung
3.	Details	n. Vb. nicht vorbelastet 2T Betonalter von zwei Tagen bei Belastungsbeginn 3T Betonalter von drei Tagen bei Belastungsbeginn 13T Betonalter von 13 Tagen bei Belastungsbeginn 0,4Ø 0,4 mm Faserdurchmesser 4% Fasergehalt 4 Vol.-%
4.	Belastungsniveau	L = ...% Dauerlast in Prozent der Last am Ende der Vorbelastung

#### 5.3.1 Biegezugversuche

Die folgenden Abb. 5.9 bis Abb. 5.12 zeigen die Kraft-Durchbiegungsbeziehung der Vorbelastung der Balken mit einer Länge von 1.000 mm.

Die elastische Grenze und das Nachrissverhalten waren dabei sehr ähnlich zu den in den Referenzversuchen erreichten Werten. Erneut konnte festgestellt werden, dass die Balken mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% (Charge C4, Abb. 5.11 rechts) und die mit Fasern mit einem Durchmesser von 0,4 mm (Charge C3, Abb. 5.11 links)

schlechter im Nachrissverhalten waren als diejenigen Balken der Referenzmischung (Chargen C1, C2, C5 in Abb. 5.9).

Bei den Balken, die zwei Tage nach der Betonage vorbelastet wurden, kam es bei ca. 2,2 kN (ca. 5,8 MPa Zugspannung) zur Erstrissbildung (Abb. 5.12 links). Die Balken mit einem Betonalter von 13 Tagen bildeten den Erstriss bei ca. 4 kN (ca. 9,5 MPa) aus und es wurden maximale Lasten bis ca. 6 kN erreicht (Abb. 5.12 rechts), was im Bereich der Balken der Referenzmischung liegt (Abb. 5.9). Diese Balken wurden bis zu einer Durchbiegung von 4 mm vorbelastet.

Details der einzelnen Vorbelastungsversuche werden in Tab. 5.7 zusammen mit den angewendeten Dauerlasten zusammengefasst.

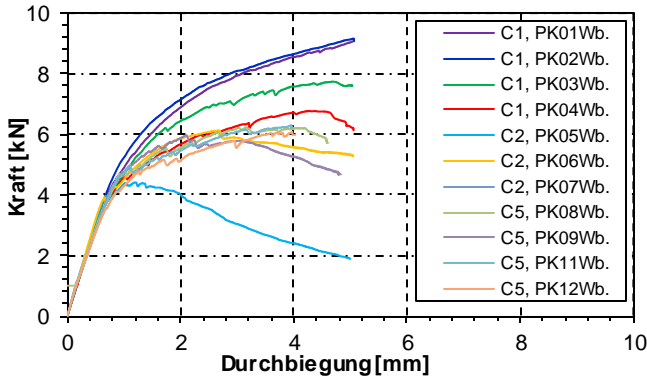


Abb. 5.9: Kraft-Durchbiegungsbeziehung von wärmebehandelten 1.000 mm langen Balken bei Vorbelastungsversuchen, Chargen C1, C2, C5

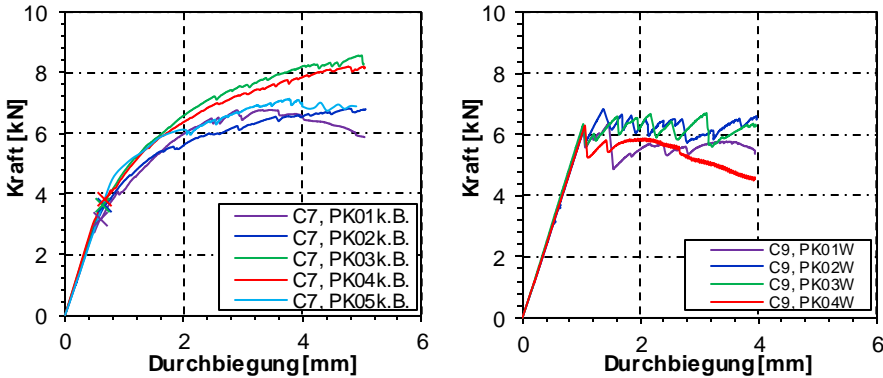


Abb. 5.10: Kraft-Durchbiegungsbeziehung von 1000 mm langen Balken bei Vorbelastungsversuchen. Links: keine Behandlung, Charge C7; rechts: Wasserlagerung, Charge C9

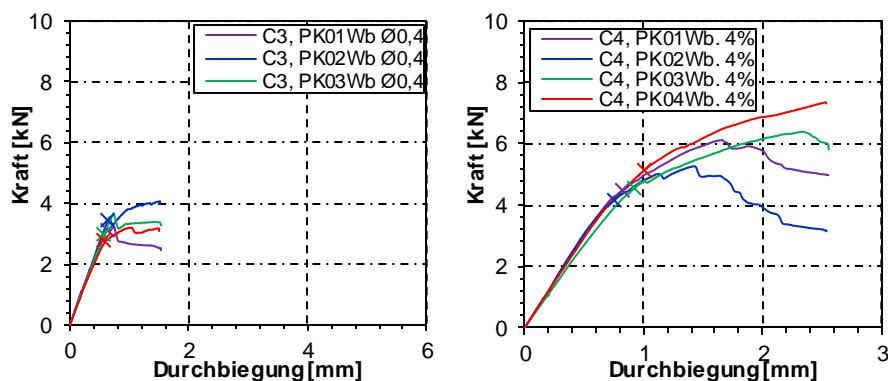


Abb. 5.11: Kraft-Durchbiegungsbeziehung von wärmebehandelten, 1000 mm langen Balken bei Vorbelastungsversuchen. Links: mit Fasern des Durchmessers Ø 0,4 mm, Charge C3; rechts: mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%, Charge C4

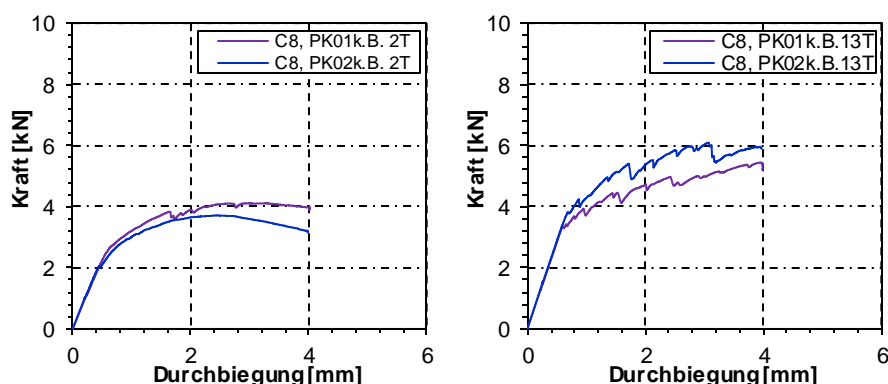


Abb. 5.12: Kraft-Durchbiegungsbeziehung von 1000 mm langen Balken bei Vorbelastungsversuchen, Charge C8. Links: Belastungsbeginn 2 Tage nach der Betonage; rechts: Belastungsbeginn 13 Tage nach der Betonage

### 5.3.2 Uniaxiale Zugversuche

Die Abb. 5.13 bis Abb. 5.16 zeigen die Last-Verformungsdiagramme bei der Vorbelastung für die uniaxialen Zugversuche. Die Last-Verformungsverläufe der wärmebehandelten Probekörper der Referenzmischung sind in Abb. 5.13 aufgeführt: Die Probekörper PKA01Wb., PKA04Wb. und PKA05Wb. wiesen ein Strain-softening Verhalten auf. Ein leichtes Strain-hardening Verhalten konnte hingegen bei den restlichen Probekörpern der Versuchsreihe beobachtet werden. Sowohl die nicht wärmebehandelten als auch die wassergelagerten Probekörper zeigten ein sehr ähnliches Nachrissverhalten (siehe Abb. 5.15 links und Abb. 5.15 rechts).

Wie auch bei den Referenzversuchen kam es bei den Probekörpern mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% (Abb. 5.14 rechts) und vor allem bei den Probekörpern mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm (Abb. 5.14 links) mit der Erstrissbildung zu einem größeren Lastabfall. Bei diesen Probekörpern konnten die Fasern die durch den Riss freigewordene Energie schlechter aufnehmen und da die Prüfmaschine eine zu

geringe axiale Steifigkeit besitzt, kam es neben dem Lastabfall zu einem Sprung im Last-Verformungsdiagramm. Dieser ist in Abb. 5.14 gut zu erkennen. Daher wurde die vorgesehene Vorbelastung von 0,1 mm oftmals überschritten, wodurch diese Probekörper für die weiteren Untersuchungen unbrauchbar wurden. Aus diesem Grund wurden weniger Probekörper als ursprünglich geplant in die Dauerlastprüfstände eingebaut.

Die 13 Tage alten Probekörper (Abb. 5.16 rechts) und vor allem der Probekörper mit einem Betonalter 3 Tagen zeigten ein deutlich weiches Verhalten und niedrigere Festigkeiten im Vergleich zu den älteren Probekörpern. In Abb. 5.16 rechts werden die Last- Verformungsdiagramme der drei gekerbten Probekörper, die mit bis zu drei verschiedenen Rissbreiten von 0,1, 0,2 und 0,4 mm vorbelastet wurden, dargestellt.

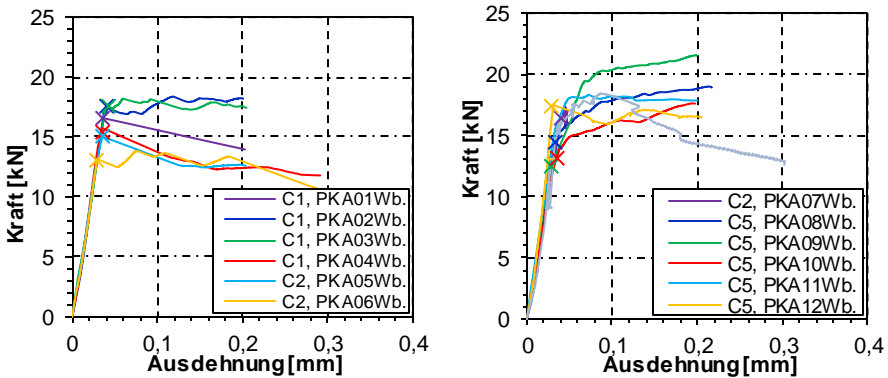


Abb. 5.13: Kraft-Ausdehnungsbeziehung von wärmebehandelten Probekörper bei uniaxialen Vorbelastungsversuchen, Chargen C1, C2, C5

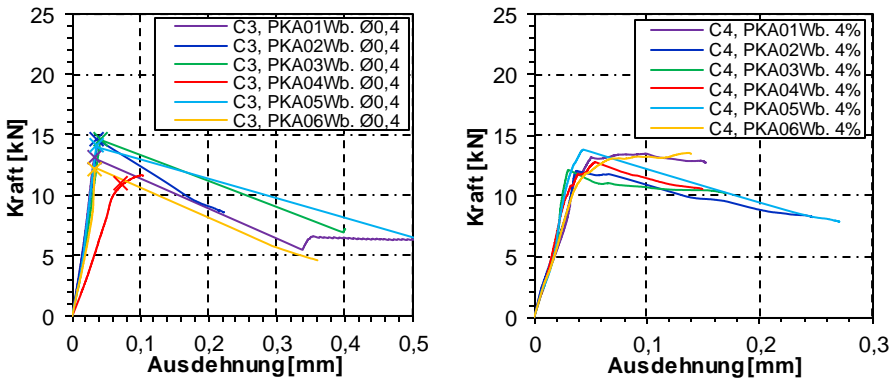


Abb. 5.14: Kraft-Ausdehnungsbeziehung von wärmebehandelten Probekörper bei uniaxialen Vorbelastungsversuchen. Links: mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm, Charge C3; rechts: mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%, Charge C4

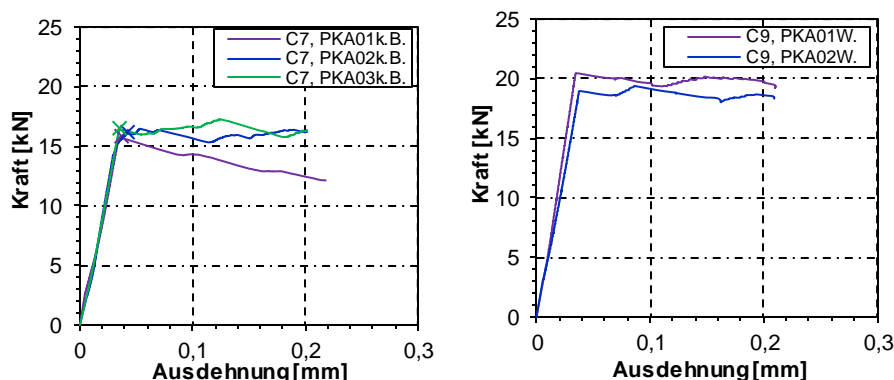


Abb. 5.15: Kraft-Ausdehnungsbeziehung von Probekörper bei uniaxialen Vorbelastungsversuchen. Links: unbehandelte Probekörper, Charge C7; rechts: wassergelagerte Probekörper, Charge C9

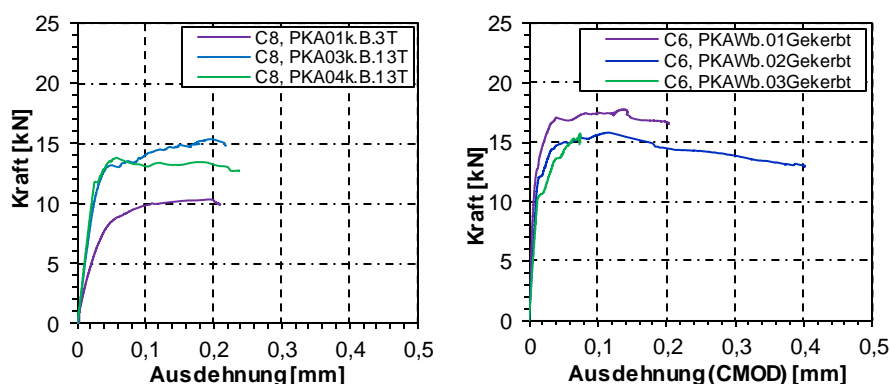


Abb. 5.16: Kraft-Ausdehnungsbeziehung von Probekörper bei uniaxialen Vorbelastungsversuchen. Links: mit einem Betonalter von 3 und 13 Tagen, Charge C8; rechts: wärmebehandelt mit Kerbung, Charge C6

### 5.3.3 Erfassung der Rissanzahl

Die Probekörper wurden jeweils nach der Vorbelastung bzw. nach dem Dauerlastversuch auf Risse untersucht. Eine kontinuierliche Beobachtung der Rissentwicklung während der Dauerlast war aufgrund der im Versuchsstand und an den Probekörpern angebrachten Messinstrumente nicht lückenlos möglich. Die Risse wurden mit einem Mikroskop der Firma „M-Service & Geräte Peter Müller e.K.“ (Abb. 5.17) aufgenommen. Die Rissanzahl der jeweiligen Probekörper nach den Vorbelastungsversuchen kann Tab. 5.6 und Tab. 5.8 entnommen werden.



Abb. 5.17: Aufnahme der Risse an einem unbelasteten Probekörper

Die folgenden Abb. 5.18 bis Abb. 5.23 zeigen beispielhaft einige Rissbilder auf der Unterseite von 1.000 mm langen Balken nach der Vorbelastung. Die schwarzen Dreiecke kennzeichnen die Position der Lasteinleitungspunkte und die Kreise die Auflager während der Vorbelastungsversuche.

Die wärmebehandelten (Abb. 5.18) sowie unbehandelten (Abb. 5.19) Probekörper wiesen eine uniforme Verteilung der Risse im mittleren Bereich des Balkens auf. An den unbehandelten Balken (Abb. 5.19) bildeten sich zudem auch außerhalb der Lasteinleitungspunkte in Richtung der Randbereiche mehrere Risse aus. Dies kann mit der geringen Zugfestigkeit des Betons aufgrund der Risse, die in dem Bereich zwischen dem Lasteinleitungspunkt und dem Auflager (d. h. in Bereichen mit einem kleineren Biegemoment) entstehen können, begründet werden. Bei den wassergelagerten Balken (Abb. 5.20) war die Rissanzahl insgesamt geringer und die Streuung der Rissanzahl im Vergleich hoch. Bei den Probekörpern PK01W und PK04W (Abb. 5.20) bildeten sich jeweils zwei durchgängige und ein verästelter Riss aus, während die PK02W und PK03W jeweils insgesamt neun Risse aufwiesen. Das Rissbild in Abb. 5.21 (Probekörper PK01 4%) ist ein Beispiel eines Strain-softening Verhaltens bei den Balken mit 4 Vol.-% Fasergehalt, da sich nur ein Riss ausbildet. Die Rissbilder der Probekörper, die in einem Betonalter von 2 und 13 Tagen vorbelastet wurden, sind in den Abb. 5.22 und Abb. 5.23 dargestellt. Obwohl die Last-Verformungsdiagramme (Abb. 5.12) einen sehr ähnlichen Verlauf aufwiesen, zeigten sich deutliche Unterschiede im Rissbild mit einer Rissanzahl von 5 bis 19 Rissen je Balken.

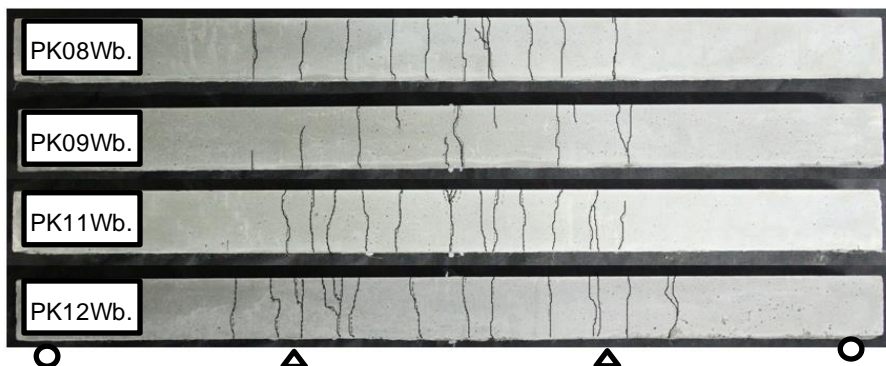


Abb. 5.18: Risse in 1.000 mm langen, w ärmebehandelten Balken



Abb. 5.19: Risse in 1.000 mm langen, nicht w ärmebehandelten Balken

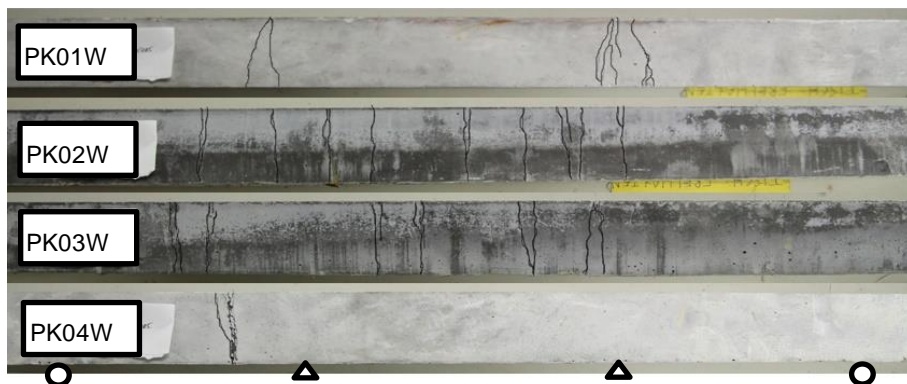


Abb. 5.20: Risse in 1.000 mm langen, w assergelagerten Balken



Abb. 5.21: Risse in einem 1.000 mm langen, w ärmebehandelten Balken mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%





Abb. 5.22: Risse in 1.000 mm langen Balken, welche in einem Betonalter von 2 Tagen vorbelastet wurden



Abb. 5.23: Risse in 1.000 mm langen Balken, welche mit einem Betonalter von 14 Tagen vorbelastet wurden

## 5.4 Probekörper für die Dauerlastversuche und Belegung der Dauerlastprüfstände

### 5.4.1 Biegezugprüfstände

Insgesamt wurden acht Biegezugprüfstände zur Durchführung der Dauerlastversuche verwendet. Die Dauerlast wurde definiert als Anteil der aufgetragenen Belastung bei der Vorbelastung. Die exakte Einstellung der gewünschten Dauerlast konnte aufgrund der stapelweisen Probekörperanordnung nicht für alle Probekörper vorgenommen werden.

Die folgende Tab. 5.6 beinhaltet eine Auflistung aller Balken, die unter Dauerlast getestet wurden. Die Lage der Balken im Prüfstand wird von der unteren zur oberen Lage mit den Nummern 1 bis 4 gekennzeichnet. Der Wert der Dauerlast in Spalte 6 berücksichtigt für jeden einzelnen Probekörper sowohl die externe Auflast als auch die Eigenlast der darüber liegenden Probekörper. Ebenfalls wird in Spalte 7 die Dauerlast in Prozent der Last am Ende der Vorbelastung und in Spalte 8 die beobachtete Rissanzahl angegeben.

Ab Versuchsnummer 24 (Prüfstand 8) wurden die Prüfstände Nr. 1, 3 und 5, welche bereits belegt waren, entlastet und nach dem Einbau neuer Probekörper erneut belastet. Um mögliche Verwechslungen hinsichtlich der Nummerierung der Prüfstände zu vermeiden, wurde diese durchgehend weitergeführt (ehemals Prüfstand 1 wird zu Prüfstand 9 etc.) Bei den ungerissenen, d. h. nicht vorbelasteten Balken wurde ein Anteil der Maximallast der Referenzversuche der entsprechenden Versuchsserie als Belastungsniveau angegeben.

Tab. 5.7 fasst die Ergebnisse der Vorbelastungsversuche zusammen. Die gemessenen Werte für die Kraft an der elastischen Grenze  $F_{el}$  und die dementsprechende Durchbiegung  $X_{F_{el}}$  sowie die maximale Kraft  $F_{max}$  und die dazugehörige Durchbiegung  $X_{F_{max}}$  sind Parameter, die zur Charakterisierung des Nachrissverhaltens der einzelnen Probekörper herangezogen werden. Darüber hinaus wird die Dauerlast und  $F_{dauer}$  als Prozent der Last an der Elastizitätsgrenze  $F_{el}$ , und der Maximallast während der Vorbelastung  $F_{max}$  angegeben sowie das Verhältnis zwischen der Verschiebung am Ende der Vorbelastung und der bei Maximallast  $X_{max}/X_{F_{max}}$

## 5.4 Probekörper für die Dauerlastversuche und Belegung der Dauerlastprüfstände

Tab. 5.6: Versuchsaufstellung der Biegezugversuche unter Dauerlast mit Zuordnung der Prüfstandbelegung

Nr.	Versuchs- serie in Tab. 5.1	Prüfstand Nr. und Pk. Lage im Prüfstand	Bezeichnung* des Probekörpers	Last am Ende der Vorbel. $F_{Vorb}$ [kN]	Erstriss- last $F_{el}$ [kN]	Dauer- last $F_{dauer}$ [kN]	Belastungs- niveau $F_{dauer}/F_{Vorb}$	Riss- anzahl
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	a.	Nr.1) L1	PK07Wb.	2,67	3,83	1,61	61%	5
2	a.	Nr.1) L2	PK05Wb.	1,89	3,81	1,48	79%	5
3	c.	Nr.1) L3	PK01Wb. Ø0,4	2,52	3,15	1,36	54%	1
4	c.	Nr.1) L4	PK04Wb. Ø0,4	3,20	2,81	1,23	39%	4
5	a.	Nr.2) L1	PK04Wb.	6,13	3,41	2,71	45%	14
6	a.	Nr.2) L2	PK06Wb.	5,29	3,91	2,58	49%	3
7	a.	Nr.3) L1	PK03Wb.	7,59	3,47	4,66	62%	11
8	d.	Nr.3) L2	PK04Wb. 4%	7,31	4,63	4,53	62%	3
9	d.	Nr.4) L1	PK01Wb. 4%	4,97	4,48	3,72	75%	2
10	c.	Nr.4) L2	PK02Wb. Ø0,4	4,07	3,54	3,60	89%	2
11	c.	Nr.4) L3	PK03Wb. Ø0,4	3,39	3,67	3,47	93%	1
12	a.	Nr.5) L1	PK02Wb.	9,12	4,29	7,25	80%	7
13	a.	Nr.5) L2	PK01Wb.	9,07	3,86	7,13	79%	14
14	e.	Nr.5) L3	PK03kB.	8,57	3,73	7,00	82%	22
15	e.	Nr.6) L1	PK01kB.	6,88	3,18	2,86	42%	13
16	e.	Nr.6) L2	PK02kB.	6,80	3,49	2,74	41%	16
17	a.	Nr.6) L3	PK03Wb. 4%	5,81	4,50	2,61	45%	5
18	a.	Nr.7) L1	PK08Wb.	5,94	3,98	2,54	43%	10
19	a.	Nr.7) L2	PK11Wb.	6,08	4,18	2,42	40%	11
20	b.	Nr.7) L3	PK01Wb. n.Vb.	[-]	[-]	2,29	ca. 40%	[-]
21	a.	Nr.8) L1	PK12Wb.	6,02	3,81	3,79	63%	12
22	a.	Nr.8) L2	PK09Wb.	4,71	4,06	3,66	78%	9
23	b.	Nr.8) L3	PK02Wb. n.Vb.,	[-]	[-]	3,53	ca. 60%	[-]
24	g.	Nr.9) L3	PK03kB. n.Vb.2T	[-]	[-]	1,62	ca. 40%	[-]
25	g.	Nr.9) L2	PK01kB., 2T	3,97	2,42	1,49	38%	18
26	g.	Nr.9) L1	PK02kB., 2T	3,23	2,05	1,37	43%	5
27	f.	Nr.10) L1	PK05kB.	6,89	3,75	2,96	43%	11
28	f.	Nr.10) L2	PK01W. Versieg.	5,48	6,03	2,83	52%	6
29	f.	Nr.10) L3	PK04W.	4,52	6,27	2,71	60%	1
30	f.	Nr.11) L1	PK05W.; n.Vb.; Versieg.	[-]	0,00	2,58	ca. 40%	[-]
21	g.	Nr.11) L1	PK02kB. 13T	5,90	3,78	3,01	51%	7
32	g.	Nr.11) L2	PK03kB. n.Vb13T	[-]	[-]	2,88	ca. 50%	[-]
33	g.	Nr.11) L3	PK01kB. 13T	5,37	3,35	2,75	52%	4

\* Bezeichnungen: kB. = ohne Wärmebehandlung; 4% = Fasergehalt 4 Vol.-%; Ø0,4 = Faserdurchmesser 0,4 mm; Wb. = mit Wärmebehandlung; n.Vb. = nicht vorbelastet; W. = Wasserlagerung; V. = versiegelt; 2T und 13T = Betonalter von 2 bzw. 13 Tagen bei Belastungsbeginn

Tab. 5.7: Zusammenfassung der Vorbelastungsversuche an den Balken

Nr.	Bezeichnung* des Probekörpers	Versuchs- serie in Tab. 5.1	$F_{el}$ [kN]	$X_{Fel}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]	$X_{Fmax}$ [mm]	$X_{max}$ [mm]	$F_{Dauer}/F_{Vorb}$	$F_{Dauer}/F_{el}$	$F_{Dauer}/F_{max}$	$X_{max}/X_{Fmax}$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	PK07Wb.	a.	3,83	0,80	4,96	1,35	5,00	61%	42%	32%	27%
2	PK05Wb.	a.	3,81	0,71	4,41	1,19	5,00	79%	39%	34%	24%
3	PK01Wb. Ø0,4	c.	3,15	0,64	3,24	0,75	1,50	54%	43%	42%	50%
4	PK04Wb. Ø0,4	c.	2,81	0,67	3,20	1,02	1,50	39%	44%	38%	68%
5	PK04Wb.	a.	3,41	0,61	6,77	4,37	5,00	45%	79%	40%	87%
6	PK06Wb.	a.	3,91	0,72	6,13	2,66	5,00	49%	66%	42%	53%
7	PK03Wb.	a.	3,47	0,62	7,63	4,18	5,00	62%	134%	61%	84%
8	PK04Wb. 4%	d.	4,63	0,78	7,35	2,53	2,50	62%	98%	62%	101%
9	PK01Wb. 4%	d.	4,48	0,82	6,12	1,66	2,50	75%	83%	61%	66%
10	PK02Wb. Ø0,4	c.	3,54	0,67	4,07	1,52	1,50	89%	102%	88%	101%
11	PK03Wb. Ø0,4	c.	3,67	0,73	3,67	0,73	1,50	93%	95%	95%	49%
12	PK02Wb.	a.	4,29	0,73	9,16	5,02	5,00	80%	169%	79%	100%
13	PK01Wb.	a.	3,86	0,67	9,07	5,04	5,00	79%	185%	79%	101%
14	PK03k.B.	e.	3,73	0,67	8,57	4,98	5,00	82%	188%	82%	100%
15	PK01k.B.	e.	3,18	0,61	6,77	3,46	5,00	49%	90%	42%	69%
16	PK02k.B.	e.	3,49	0,63	6,82	4,77	5,00	41%	78%	40%	95%
17	PK03Wb. 4%	a.	4,50	0,91	6,39	2,35	2,50	45%	58%	41%	94%
18	PK08Wb.	a.	3,98	0,77	6,23	3,22	4,60	43%	64%	41%	70%
19	PK11Wb.	a.	4,18	0,85	6,15	3,22	4,00	40%	58%	39%	80%
20	PK01Wb. n.Vb.	b.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	PK12Wb.	a.	3,81	0,82	6,06	4,02	5,00	63%	99%	62%	80%
22	PK09Wb.	a.	4,06	0,78	5,97	2,15	4,83	78%	90%	61%	44%
23	PK02Wb. n.Vb.	b.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24	PK03k.B. n.Vb.2T	g.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	PK01k.B. 2T	g.	2,42	0,55	4,11	2,67	4,00	38%	62%	36%	67%
26	PK02k.B. 2T	g.	2,05	0,44	3,71	2,45	4,00	43%	67%	37%	61%
27	PK05k.B.	f.	3,75	0,67	7,14	3,77	4,00	43%	79%	41%	94%
28	PK01W. Versieg.	f.	6,03	1,30	6,82	1,37	4,00	52%	47%	42%	34%
29	PK04W.	f.	6,27	1,05	6,29	1,06	4,00	60%	43%	43%	26%
30	PK05W. n.Vb. Versieg.	f.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	PK02k.B. 13T	g.	3,78	0,68	6,09	3,07	4,00	51%	80%	49%	77%
32	PK03k.B. n.Vb.13T	g.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	PK01k.B. 13T	g.	3,35	0,59	5,44	3,96	4,00	52%	82%	51%	99%

\* Bezeichnungen: k.B. = ohne Wärmebehandlung; 4% = Fasergehalt 4 Vol.-%; Ø0,4 = Faserdurchmesser 0,4 mm; Wb = mit Wärmebehandlung; n.Vb. = nicht vorbelastet; W. = Wasserlagerung; V. = versiegelt; 2T und 13T = Betonalter von 2 bzw. 13 Tagen bei Belastungsbeginn

#### **5.4.2 Uniaxialer Zugprüfstand**

Der uniaxiale Zugprüfstand bietet in jedem der sechs Hebelarme Platz für jeweils 4 Probekörper (siehe Abschnitt 4.3.3). Tab. 5.8 listet alle Dauerlastversuche an Zugknochen auf. Die Tabelle folgt dabei der Struktur der Tab. 5.6. Für die Dauerlast in Spalte 5 wird nur ein Wert pro Lastarm angegeben, da das Eigengewicht der Probekörper in einer Reihe vernachlässigbar klein war. Die auf die Nr. 22 folgenden Versuche wurden nach der Entlastung der Lastarme Nr. 2, 3, 5 und 6 in diese eingebaut. Die Nummerierung der Lastarme wurde entsprechend bis 10 fortgeführt.

Die Probekörper, bei denen es direkt bei der Wiederbelastung zum Versagen kam, sind nicht in Tab. 5.8 enthalten. Dies war z.B. bei PKA02Wb.4% und PKA05Wb.4% bei Dauerlasten von 88 bzw. 90% der Fall. Von den Probekörpern mit der größeren Anfangsdehnung bzw. Vorbelastung von ca. 0,3 mm versagte auch PKA06Wb. bei einer Dauerlast von 93% der Resttragfähigkeit und PKA13Wb. bei einer Dauerlast von 60%. Der letztgenannte Probekörper musste wegen des Versagens der anderen Probekörper derselben Reihe dreimal belastet werden. Von den Probekörpern der Referenzmischung und mit einer Vorbelastung von 0,2 mm versagte PKA14Wb. bei einer Dauerlast von 83%.

Aufgrund des Versagens der oben genannten Probekörper und der geringen Anzahl an verwendbaren Probekörpern der Charge mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm konnten die Lastarme 4 bis 8 nicht vollständig belegt werden.

Die nachfolgende Tab. 5.9 fasst die Ergebnisse der Vorbelastungsversuche der Zugknochen zusammen.

Tab. 5.8: Versuchsaufstellung der uniaxialen Zugversuche unter Dauerlast mit Zuordnung der Prüfstandbelegung

Nr.	Versuchs- serie in Tab. 5.2	Prüfstand Nr. und Pk. Lage im Prüfstand	Bezeichnung* des Probekörpers	Last am Ende der Vorbel. $F_{Vorb}$ [kN]	Dauer- last $F_{dauer}$ [kN]	Belastungs- niveau $F_{dauer}$ $/F_{Vorb}$	Erstlast $F_{el}$ [kN]	Riss- anzahl
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	c.	Nr.1) L1	PKA02Wb. Ø0,4	8,61	5,25	61%	14,57	1
2	c.	Nr.1) L2	PKA03Wb. Ø0,4	7,21		73%	14,58	1
3	a.	Nr.1) L3	PKA02Wb.	18,21		29%	16,57	2
4	a.	Nr.1) L <sup>°</sup> 4	PKA11Wb.	17,86		30%	16,1	1
5	a.	Nr.2) L1	PKA01Wb.	13,96	6,50	47%	16,55	2
6	a.	Nr.2) L2	PKA05Wb.	12,59		52%	14,73	2
7	a.	Nr.2) L3	PKA08Wb.	19,00		35%	14,31	1
8	e.	Nr.2) L4	PKA03k.B.	16,21		41%	14,13	4
9	e.	Nr.3) L1	PKA02k.B.	16,47	6,50	40%	14,08	4
10	b.	Nr.3) L2	PKA01Wb. n.Vb.	[-]		ca. 40%	[-]	0
11	e.	Nr.3) L3	PKA01k.B.	12,13		54%	15,76	1
12	b.	Nr.3) L4	PKA02k.B., n.Vb.	[-]		ca. 40%	[-]	0
13	a.	Nr.4) L1	PKA9Wb.	21,56	16,59	77%	13,25	2
14	a.	Nr.4) L2	PKA07Wb.	20,97		80%	15,88	6
15	b.	Nr.4) L3	PKA03Wb. n.Vb.	[-]		ca. 80%	[-]	2
16	b.	Nr.5) L1	PKA04Wb. n.Vb.	[-]	7,00	ca. 50%	[-]	0
17	a.	Nr.5) L2	PKA03Wb.	17,43		41%	17,35	2
18	a.	Nr.5) L3	PKA10Wb.	17,62		40%	13,15	1
19	d.	Nr.6) L1	PKA06Wb.4%	13,55	7,52	56%	10,62	1
20	b.	Nr.6) L2	PKA05Wb. n.Vb.	[-]		ca. 50%	[-]	1
21	i.	Nr.6) L3	PKA04Wb.	11,83		64%	[-]	1
22	a.	Nr.7) L1	PKA12Wb.	17,84	17,00	96%	14,34	3
23	b.	Nr.7) L2	PKA06Wb. n.Vb.	[-]		ca. 80%	[-]	10
24	h.	Nr.8) L2	PKA02 geker.	13,02	6,25	49%	10,84	1
25	g.	Nr.8) L3	PKA01k.B.3T	9,89		64%	7,44	1
26	g.	Nr.8) L4	PKA02k.B.3T, n.Vb.	[-]		ca. 80%	[-]	0
27	g.	Nr.9) L1	PKA03k.B.14T	14,08	6,90	50%	10,01	1
28	g.	9) L2	PKA04k.B.14T	12,71		55%	12,06	1
29	g.	9) L3	PKA05k.B.14T. n.Vb.	[-]		ca. 50%	[-]	0
30	f.	9) L4	PKA09k.B., n.Vb.	[-]	9,27	ca. 50%	[-]	0
31	f.	10) L1	PKA01W.	18,53		50%	46%	1
32	f.	10) L2	PKA10W. n.Vb.	[-]		ca. 50%	[-]	0
33	f.	10) L3	PKA02W	18,32		51%	49%	1
34	f.	10) L4	PKA06W	[-]		ca. 50%	[-]	0

\* Bezeichnungen: k.B. = ohne Wärmebehandlung; 4% = Fasergehalt 4 Vol.-%; Ø0,4 = Faserdurchmesser 0,4 mm; Wb. = mit Wärmebehandlung; n.Vb. = nicht vorbelastet; W. = Wasserlagerung; V. = versiegelt; 3T und 14T = Betonalter von 2 bzw. 13 Tagen bei Belastungsbeginn; geker. = gekerbte Probekörper

## 5.4 Probekörper für die Dauerlastversuche und Belegung der Dauerlastprüfstände

Tab. 5.9: Zusammenfassung der Vorbelastungsversuche der Zugknochen

Nr.	Bezeichnung* des Probekörpers	Versuchs- serie in Tab. 5.2	$F_{el}$ [kN]	$X_{F_{el}}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]	$X_{F_{max}}$ [mm]	$X_{max}$ [mm]	$F_{Dauer}$ $F_{Vorb}$	$F_{Dauer}$ $F_{el}$	$F_{Dauer}$ $F_{max}$	$X_{max}$ $X_{F_{max}}$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	PKA02Wb. Ø0,4	c.	14,57	0,038	14,57	0,038	0,223	61,0%	36,0%	36,0%	17,0%
2	PKA03Wb. Ø0,4	c.	14,42	0,041	14,58	0,041	0,401	73,0%	36,4%	36,0%	10,3%
3	PKA02Wb.	a.	16,57	0,037	18,37	0,105	0,204	29,0%	31,7%	28,6%	51,5%
4	PKA11Wb.	a.	16,1	0,036	18,32	0,073	0,200	30,0%	32,6%	28,7%	36,6%
5	PKA01Wb.	a.	16,55	0,037	16,55	0,038	0,202	47,0%	39,2%	39,2%	18,6%
6	PKA05Wb.	a.	14,73	0,034	15,01	0,035	0,203	52,0%	44,1%	43,3%	17,2%
7	PKA08Wb.	a.	14,31	0,035	19,00	0,035	0,217	35,0%	45,4%	34,2%	16,2%
8	PKA03k.B.	e.	14,13	0,035	17,25	0,125	0,202	41,0%	46,0%	37,7%	62,1%
9	PKA02k.B.	e.	14,08	0,029	16,47	0,053	0,201	40,0%	46,1%	39,4%	26,6%
10	PKA01Wb. n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 40%	[-]	[-]	[-]
11	PKA01k.B.	e.	15,76	0,038	15,76	0,038	0,218	54,0%	41,2%	41,2%	17,4%
12	PKA02k.B., n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 40%	[-]	[-]	[-]
13	PKA9Wb.	a.	13,25	0,028	21,56	0,197	0,200	77,0%	125,2%	76,9%	98,8%
14	PKA07Wb.	a.	15,88	0,039	20,97	0,196	0,196	80,0%	104,5%	79,1%	100,0%
15	PKA03Wb. n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 80%	[-]	[-]	[-]
16	PKA04Wb. n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]
17	PKA03Wb.	a.	17,35	0,042	18,20	0,062	0,207	41,0%	40,3%	38,5%	30,1%
18	PKA10Wb.	a.	13,15	0,038	17,62	0,200	0,200	40,0%	53,2%	39,7%	100,0%
19	PKA06Wb.4%	d.	10,62	0,031	13,55	0,151	0,152	56,0%	70,8%	55,5%	99,1%
20	PKA05Wb. n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]
21	PKA04Wb.	i.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	64,0%	[-]	[-]	[-]
22	PKA12Wb.	a.	14,34	0,038	16,82	0,151	0,237	71,0%	87,8%	74,9%	63,9%
23	PKA06Wb. n.Vb.	b.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
24	PKA02 geker.	h.	10,84	0,011	15,79	0,115	0,401	49,0%	57,7%	39,6%	28,8%
25	PKA01k.B.3T	g.	7,44	0,038	10,32	0,192	0,210	64,0%	84,0%	60,6%	91,4%
26	PKA02k.B.3T, n.Vb	g.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 80%	[-]	[-]	[-]
27	PKA03k.B.14T	g.	10,01	0,025	15,34	0,195	0,218	50,0%	68,9%	45,0%	89,5%
28	PKA04k.B.14T	g.	12,06	0,033	13,79	0,058	0,238	55,0%	57,2%	50,0%	24,2%
29	PKA05k.B.14T, n.Vb	g.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]
30	PKA09k.B., n.Vb	f.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]
31	PKA01W.	f.	20,27	0,034	20,46	0,035	0,210	50,0%	45,7%	45,3%	16,6%
32	PKA10W. n.Vb	f.	18,84	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]
33	PKA02W	f.	18,92	0,034	19,39	0,087	0,210	51,0%	49,0%	47,8%	41,5%
34	PKA06W	f.	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	ca. 50%	[-]	[-]	[-]

\* Bezeichnungen: k.B. = ohne Wärmebehandlung; 4% = Fasergehalt 4 Vol.-%; Ø0,4 = Faserdurchmesser 0,4 mm; Wb. = mit Wärmebehandlung; n.Vb. = nicht vorbelastet; W = Wasserlagerung; V. = versiegelt; 3T und 14T = Betonalter von 2 bzw. 13 Tagen bei Belastungsbeginn; geker. = gekerbte Probekörper

## **5.5 Dauerlastversuche**

Im Folgenden werden der Verformungsverläufe der Balken und Zugknochen unter Dauerlast anhand von Diagrammen dargestellt. Die elastische Anfangsverformung wurde für die Darstellung rechnerisch abgezogen.

### **5.5.1 Biegezugversuche**

Die Ablesung der Messuhren zur Aufzeichnung der Probekörperverformungen erfolgte erstmals direkt vor und nach dem Aufbringen der Dauerlast. Die Intervalle zwischen den nachfolgenden Ablesungen verlängerten sich mit zunehmender Stabilisierung der Verformungen. Der jeweilige Zeitpunkt der Ablesungen ist in den nachfolgenden Diagrammen der Abb. 5.24 bis Abb. 5.30 durch Markierungen gekennzeichnet. In der Legende wird zudem neben der Probekörperbezeichnung die Höhe der Dauerlast als Prozentsatz der Last am Ende der Vorbelastung mit „L = ... %“ angegeben.

#### **5.5.1.1 Referenzmischung und verschiedene Belastungsniveaus**

Die Kriechverformungen der vorbelasteten Probekörper der Referenzmischung sind in Abb. 5.24 dargestellt. Beim Probekörper PK05Wb. kam es nach 23 Tagen zum Versagen, was einen Sprung in den Verläufen der Probekörper PK07Wb. (Abb. 5.24) und PK04WbØ0,4 (Abb. 5.27) zur Folge hatte, da sich diese im selben Stapel befanden. Eine Auswertung dieser beiden Probekörper war daher nicht mehr möglich. Der Probekörper PK05Wb. zeigte im Vergleich zu den anderen Probekörpern (Abb. 5.9) ein deutlich schlechteres Verhalten in der Vorbelastung. Nach dem Erreichen der Maximallast von 4,42 kN fiel die Last-Verformungskurve am Ende der Vorbelastung auf einen Wert von 1,89 kN. Das Belastungsniveau betrug 79% der Last am Ende der Vorbelastung.

Bei den anderen Probekörpern erfolgte der Großteil der Kriechverformungen in den ersten 20 bis 30 Tagen. Eine Zunahme der zeitabhängigen Verformungen mit zunehmender Belastung konnte beobachtet werden. Dennoch streuten die Werte stark: Beispielweise wies der Probekörper PK06Wb. trotz einer relativ geringen Dauerlast von 49%, verglichen mit anderen Versuchen mit leicht höherer Belastung wie PK03Wb. oder PK12Wb., eine Kriechverformung von ca. 0,6 mm nach ca. 150 Tagen auf, was in etwa einem um ein Drittel höheren Wert entspricht. Der Probekörper PK08Wb. hatte am Anfang eine ähnliche Kriechverformung, obwohl er mit einer um 20% höheren Last als PK03Wb. und PK12Wb. beaufschlagt wurde und zeigte nach etwa 250 Tagen einen Sprung im Last-Verformungsdiagramm bis zu dem Niveau von PK01Wb. Eine ähnliche Belastung und ein ähnliches Verhalten wie PK08Wb. hatte PK09Wb. In diesem Fall verlief die Last-Verformungskurve allerdings ohne Diskontinuität.



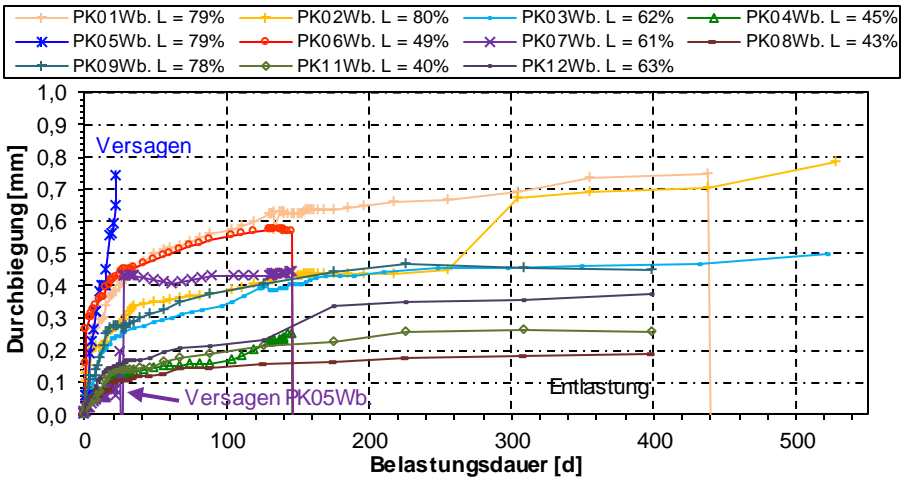


Abb. 5.24: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit von wärmebehandelten Balken mit Referenzzmischung

#### 5.5.1.2 Gerissener und ungerissener Zustand

In Abb. 5.25 werden die in den Prüfständen 7 und 8 belasteten Probekörper dargestellt. Die sechs Probekörper stammen aus derselben Charge C5. Vier der Probekörper wurden vorbelastet (durchgezogene Linie) und zwei nicht (gestrichelte Linie). Um einen direkten Vergleich zwischen gerissenem und ungerissenem Beton ziehen zu können, wurde eine Gruppe mit einer Dauerlast von ca. 40% und eine zweite Gruppe mit einer Dauerlast von ca. 60% beansprucht. Höhere Lastbereiche wurden nicht untersucht, da es beim Aufbringen der Dauerlast zur Rissbildung an den ungerissenen Probekörpern kommen kann, womit ein Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich des gerissenen und ungerissenen Zustandes nicht mehr möglich wäre.

Die zwei ungerissenen Probekörper zeigten ein sehr ähnliches Verhalten. Die Kriechverformung entwickelte sich nahezu proportional zur Belastung. Bei den gerissenen Probekörpern konnte eine stärkere Zunahme der Kriechverformungen beobachtet werden. Auch die Streuung der Versuchsergebnisse war im Vergleich zu den ungerissenen Probekörpern größer.

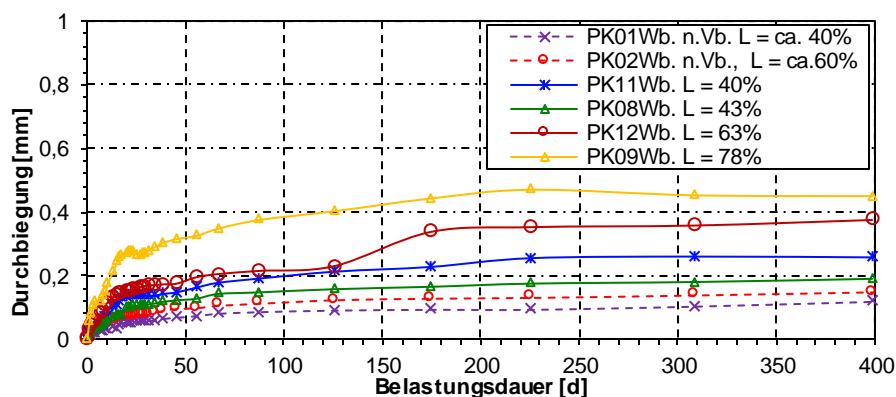


Abb. 5.25: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit von wärmebehandelten Balken mit Referenzmischung, direkter Vergleich zwischen gerissenen und ungerissenen Balken

### 5.5.1.3 Probekörper ohne Wärmebehandlung

In Abb. 5.26 sind die Verläufe der unbehandelten Probekörper dargestellt. Das Betonalter zum Zeitpunkt der Aufbringung der Dauerlast betrug 67 Tage. PK01k.B wies trotz einer um 8% höheren Dauerlast eine geringere Durchbiegung als PK02k.B. auf. Dies wird auf die Streuung der Versuchsergebnisse zurückgeführt. Der Verlauf der vorliegenden Daten und der Umfang der Verformungen sind relativ ähnlich zu denen der wärmebehandelten gerissenen Probekörper. Die Verläufe in Abb. 5.26 weisen darauf hin, dass die verschiedenen Behandlungen bei Betonen keinen Einfluss mehr auf die zeitabhängigen Verformungen haben.

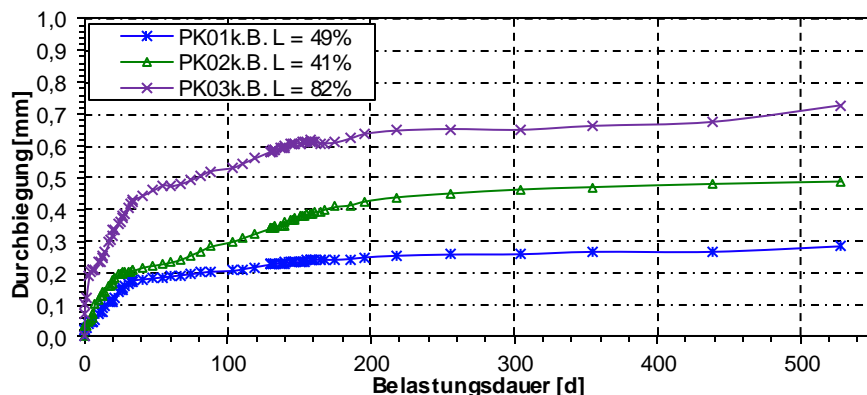


Abb. 5.26: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit von Balken mit Referenzmischung ohne Wärmebehandlung

### 5.5.1.4 Faserdurchmesser

Abb. 5.27 zeigt die Last-Verformungsverläufe der Probekörper mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm. Bei diesen waren die Kriechverformungen vergleichsweise kleiner als bei den Probekörpern der Referenzmischung (Abb. 5.24) und haben sich im Allgemeinen in den ersten 20 Tagen nach Belastungsbeginn gut stabilisiert. Aufgrund der kleineren Kriechverformungen wurden diese Probekörper entlastet und die Prüfstände erneut belegt. Die Probekörper PK02Wb. Ø0,4 und PK03Wb. Ø0,4 mit Dauerlasten von ca. 90% und der Probekörper PK01Wb. Ø0,4, der mit einer Dauerlast von ca. 53% belastet war, zeigten in den Verläufen der Kriechverformungen lediglich minimale Unterschiede. Schwierig ist die Auswertung von PK04Wb. Ø0,4 aufgrund des Versagens des anderen Probekörpers PK05Wb. in derselben Reihe. In den ersten 20 Tagen war die Durchbiegung trotz der niedrigeren Belastung von 39% deutlich größer als bei den anderen 3 Balken. Beim Wiederaufbringen der Dauerlast auf den Probekörper PK04Wb. Ø0,4, bedingt durch das Versagen von PK05Wb, wurde ein Fortschreiten der Durchbiegung von ca. 0,3 mm bei PK04Wb. Ø0,4 beobachtet. In den ersten Tagen nach der Wiederbelastung war der Durchbiegungsverlauf über die Zeit von PK04 Wb ähnlich wie die Verläufe der anderen drei Probekörper.

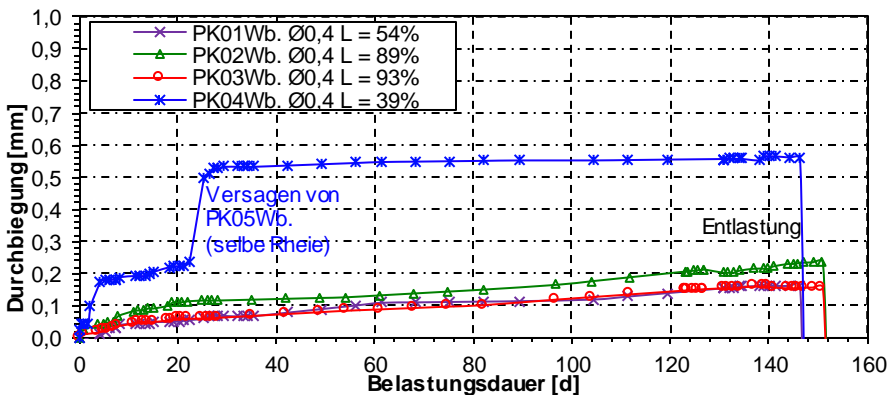


Abb. 5.27: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit bei Balken mit Fasern des Durchmessers von 0,4 mm

### 5.5.1.5 Fasergehalt

Die Durchbiegung der Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% (siehe Abb. 5.28) lag in derselben Größenordnung wie die Verformungen der Probekörper mit einem Fasergehalt von 2 Vol.-% (Abb. 5.24). Während sich die Kriechverformungen des Probekörpers PK03Wb. 4% mit einer Dauerlast von 45% nach ca. 30 Tagen nahezu stabilisierten, erreichten die Probekörper PK01Wb. 4% und PK04Wb. 4% diesen Zustand erst nach ca. 150 Tagen. Auffällig dabei war, dass die Zunahme der Kriechverformung bei diesen beiden Probekörpern nahezu konstant verlief. Die Ursache hierfür ist unklar.

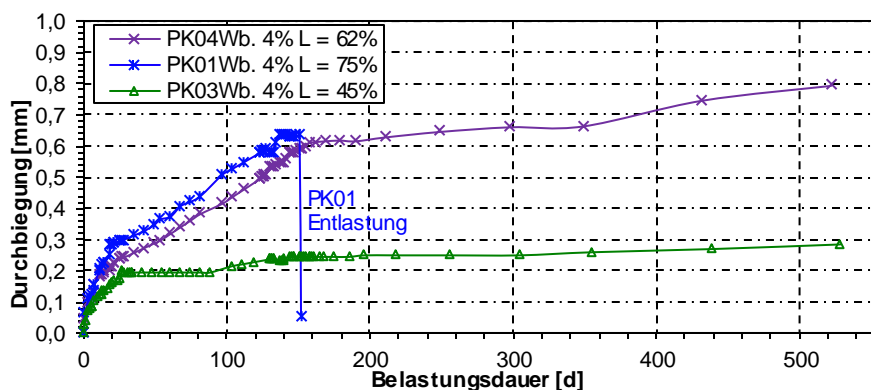


Abb. 5.28: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit bei Balken mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%

### 5.5.1.6 Versiegelung und Wasserlagerung

In Abb. 5.29 werden die Verläufe der Kriechverformungen der drei wassergelagerten Probekörper und zum Vergleich die eines nichtbehandelten Probekörpers derselben Charge dargestellt. PK01W. Versieg. und PK05k.B. Versieg. dienen zum Vergleich von versiegelten Probekörpern in gerissenem und ungerissenem UHPFRC. Als Vergleich zwischen „versiegelt“ und „nicht versiegelt“ wurden im selben Prüfstand der Probekörper PK04W. und der nicht vorbelastete PK05k.B eingebaut. Mit etwa 0,3 mm Kriechdurchbiegung nach 380 Tagen waren die Verformungen aller hier betrachteten Probekörper sehr ähnlich zueinander und im Bereich von den in den Abschnitten 5.5.1.1 und 5.5.1.3 aufgeführten Ergebnissen. Die Ergebnisse dieser Versuchsserie weisen darauf hin, dass der Einfluss der Versiegelung, der Wasserlagerung und der Trocknung auf die Kriechverformungen der Balken nur sehr gering ist und demnach vernachlässigt werden kann. Der Vergleich des nicht vorbelasteten Probekörpers PK05k.B. Versieg. mit den anderen drei in Abb. 5.29, aufgeführten, vorbelasteten Probekörper zeigte keinen markanten Unterschied bezüglich der Entwicklung der Kriechdurchbiegung.

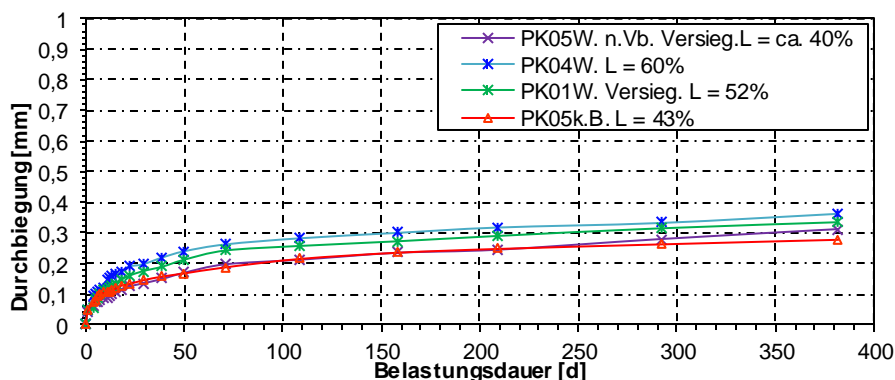


Abb. 5.29: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit der in Wasser gelagerten und versiegelten Balken

### 5.5.1.7 Betonalter zum Belastungsbeginn

Deutlich größere Unterschiede zeigten die Untersuchungen zum Einfluss des Betonalters (Abb. 5.30): Die Probekörper mit einem Betonalter von 2 Tagen zum Zeitpunkt der Aufbringung der Dauerlast zeigten insgesamt größere Verformungen (gestrichelte Linien in Abb. 5.30). Wie ein Vergleich von PK01k.B 2T mit dem ungerissenen Probekörper PK03k.B. n.Vb.2T zeigt, war der Einfluss der Risse markant. Die 13 Tage alten Probekörper wiesen dagegen deutlich kleinere Kriechverformungen auf. Die Größenordnung der aufgetretenen Verformungen ist dabei vergleichbar mit denen derjenigen Probekörper, die nach der Wärmebehandlung oder zwei Monate nach der Betonage belastet wurden (Abb. 5.24, Abb. 5.25).

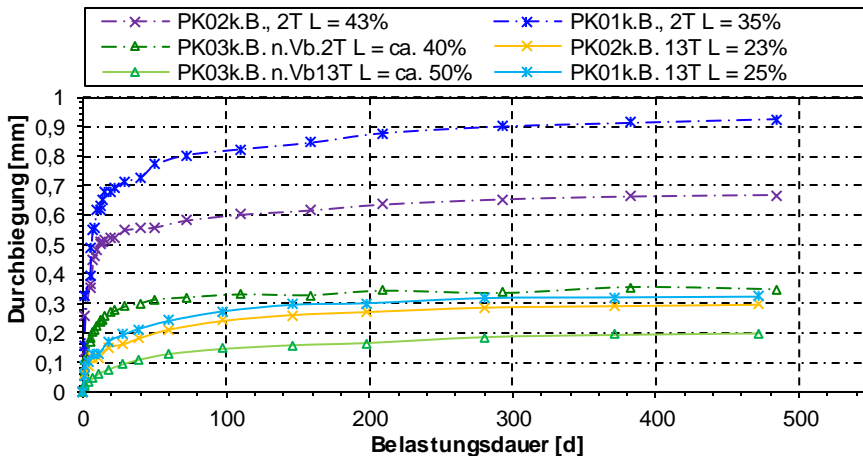


Abb. 5.30: Entwicklung der Durchbiegung über die Zeit der Balken mit einem Betonalter bei der Belastung von 2 und 13 Tagen

## 5.5.2 Zugversuche

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Kriechverformungen der Zugknochen dargestellt. Analog zu den Dauerlastversuchen an den Balken (Abschnitt 5.5.1) wurden auch hier die elastischen Anfangsdehnungen bei der Wiederbelastung in den Dauerlastprüfständen rechnerisch abgezogen. Zu Beginn der Dauerlastversuche wurden die Messwerte alle 5 Minuten erfasst. Danach wurde die Messrate progressiv verringert bis zu vier Ablesungen pro Tag. In den Diagrammen wurde zusätzlich der Verlauf der Luftfeuchtigkeit eingezeichnet, da während der vorhergehenden Versuche festgestellt wurde, dass die Luftfeuchtigkeit selbst auf wärmebehandelte Probekörper einen nachweisbaren Einfluss hat. Die Luftfeuchtigkeit wurde durch einen Klima-Datenlogger BL30 der Firma Trotec aufgenommen. In den ersten 50 Tagen der Dauerlastversuche sowie von Tag 400 bis 500 sind die Daten der Luftfeuchtigkeit und der Temperatur durch Störungen des Klima-Datenloggers unvollständig.

### 5.5.2.1 Referenzmischung und verschiedene Belastungsniveaus

Die Kriechdehnungen der wärmebehandelten Probekörper mit der Referenzmischung werden in Abb. 5.31 zusammenfassend dargestellt. Eine direkte Korrelation zwischen

dem Belastungsniveau und der Kriechverformung konnte nicht in jedem Fall zweifelsfrei bestimmt werden. Beispielsweise wies der Probekörper PKA11Wb. trotz einer niedrigen Dauerlast von ca. 30% im Vergleich zu den anderen Probekörpern (ausgenommen PKA07Wb. und PKA12Wb.) größere Kriechverformungen auf. Beim Probekörper PKA09Wb. mit einer Dauerlast von 77% kam es dagegen zu kleineren Kriechverformungen.

Bis zu einem Belastungsniveau von 60-70% und teilweise auch höher ist eine Korrelation von Dauerlast und Kriechverformung nicht immer ersichtlich. Bei hohen Dauerlasten ab 75-80% der Resttragfähigkeit kann es zur Mikro- und Makrorissbildung kommen, was eine überproportionale Steigerung der Kriechverformungen zur Folge haben kann. Die Verläufe von PKA07Wb. und PKA12Wb. zeigen nämlich Sprünge im Verformungsverlauf. Diese sind wahrscheinlich auf die Bildung neuer Risse oder eine plötzliche weitere Öffnung der bereits vorhandenen Risse durch Faserschlupf zurückzuführen. PKA07Wb. zeigt in den ersten 150 Tagen eine ständige Dehnungszunahme, welche vermutlich auch auf nichtlineare Mechanismen wie Faserauszug oder Mikrorissbildung zurückzuführen ist.

Die Kriechverformungen nahmen zu Beginn der Dauerlastversuche für die ersten ca. 20 Tage trotz einer vergleichsweise starken Streuung zu. Eine Zunahme der Luftfeuchtigkeit zwischen Tag 50 und 250 verursachte bei allen Probekörpern eine deutliche Zunahme der Gesamtverformungen. Diese bildeten sich teilweise mit dem Rückgang der Luftfeuchtigkeit zwischen Tag 250 und 450 zurück. Die Zunahme trat bei den verschiedenen Probekörpern in unterschiedlichem Umfang auf.

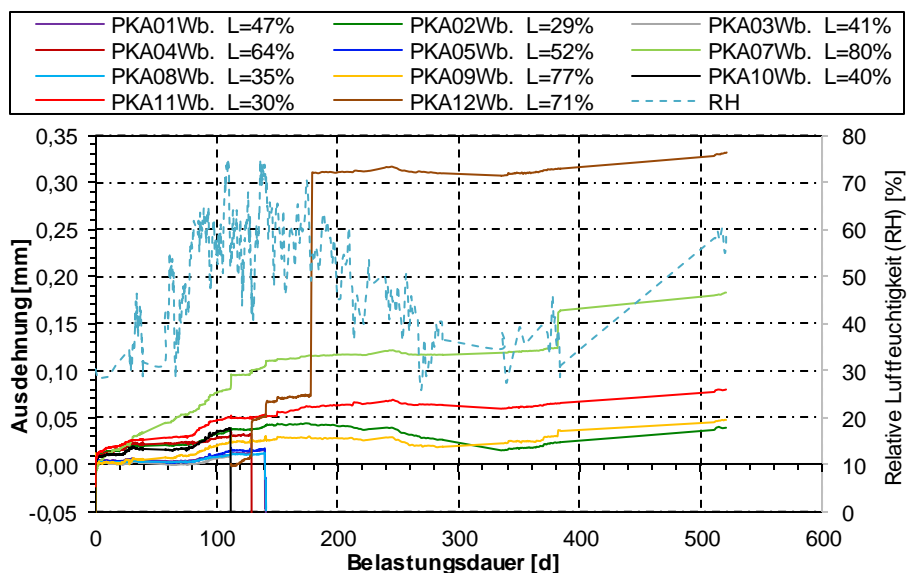


Abb. 5.31: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit der wärmebehandelten Probekörper mit der Referenzmischung

### 5.5.2.2 Probekörper im ungerissenen Zustand

In der folgenden Abb. 5.32 werden die Kriechverformungen der ungerissenen Probekörper dargestellt. Die Dauerlasten betrugen zwischen 40 und 80% der Last am Ende der Vorbelastung. Das Belastungsniveau von ca. 80% lag dabei knapp unterhalb des Erstrissniveaus. Beim Aufbringen der Dauerlast von 80% kam es beim Probekörper PKA06Wb. n.Vb. zum Riss, was zu einer sehr hohen Anfangsdehnung von fast 0,3 mm geführt hat. Diese wurde, wie eingangs erläutert, rechnerisch abgezogen. In den darauffolgenden Minuten nahmen die Kriechdehnungen bis zu einem Wert von 0,12 mm zu, um sich anschließend zu stabilisieren. Wegen der zeitlich späteren Belastung bzw. Wiederbelastung des Probekörpers PKA06Wb. n.Vb. beginnt der Graph erst ab Tag 110. Der Probekörper PKA03Wb. n.Vb. wurde ebenfalls mit einer Dauerlast von ca. 80% belastet. Allerdings kam es beim Aufbringen der Last nicht zur Rissbildung. Die Kriechverformungen nahmen bis ca. Tag 180 stetig zu. In diesem Zeitraum kam es zu drei Sprüngen unterschiedlicher Ausprägung im Verlauf. Die im Vergleich zu den anderen in Abb. 5.32 dargestellten Versuchen hohe Verformungsgeschwindigkeit bis ca. zum Tag 130 könnte mit der Mikrorissbildung erklärt werden, die in den Bereichen entstand, in denen sich darauffolgend die Makrorisse ausgebildet haben.

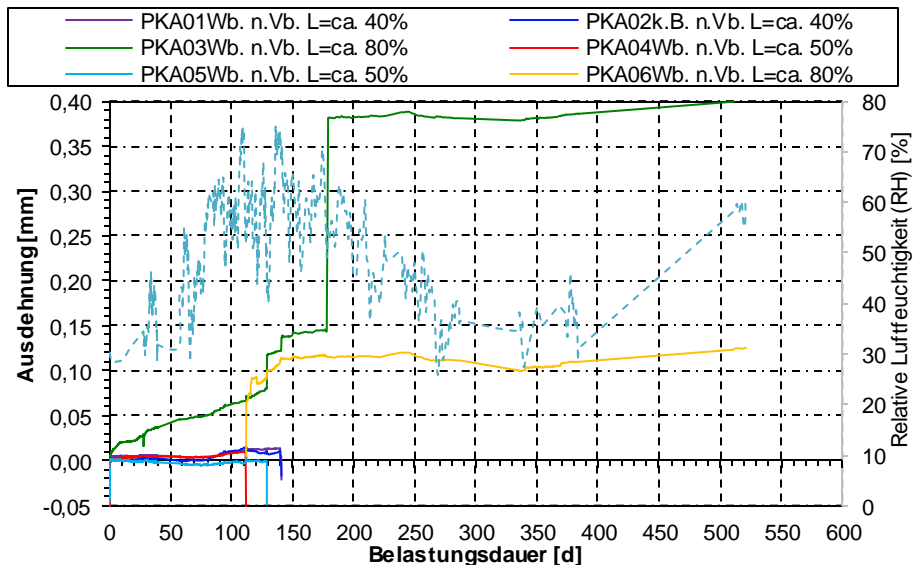


Abb. 5.32: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit der ungerissenen Probekörper

Die Probekörper mit kleineren Dauerlasten von bis zu 50% der Zugfestigkeit (entspricht ca. 55% der Erstrissspannung) zeigten geringere Verformungen und die Zunahme der Kriechverformungen ab ca. Tag 50 infolge der Luftfeuchtigkeitsänderung war geringer als bei den vorbelasteten Probekörpern (Abschnitt 5.5.2.1). Dieser Unterschied könnte mit der fortgeschrittenen Mikro- und Makrorissbildung bei den vorbelasteten Probekörpern erklärt werden, da sich eine Änderung der Luftfeuchtigkeit durch die Risse in stärkerem Maße auf den Probekörper auswirken kann.

### 5.5.2.3 Probekörper ohne Wärmebehandlung

Die Last-Verformungsverläufe der unbehandelten Probekörper (Abb. 5.33) mit einem Betonalter von 82 Tagen zu Belastungsbeginn ähnelten in ihrem Verhalten unter Dauerlast denen der wärmebehandelten Probekörper (5.5.2.1, 5.5.2.2) sehr, weshalb diese Versuche nach 141 Tage gestoppt wurden, um den Lastarm mit neuen Probekörpern für weitere Versuche belegen zu können. PKA01k.B. zeigte bei der Vorbelastung ein Strain-softening Verhalten (siehe Abschnitt 5.3.2) und beim Aufbringen der Dauerlast eine im Vergleich zu PKA02k.B. und PKA03k.B. größere Verformung. Das Dauerlastverhalten war dennoch vergleichbar mit dem der beiden anderen Probekörper. Weiterhin zeigte PKA01k.B. eine etwas ausgeprägtere Reaktion auf die Zunahme der relativen Luftfeuchtigkeit.

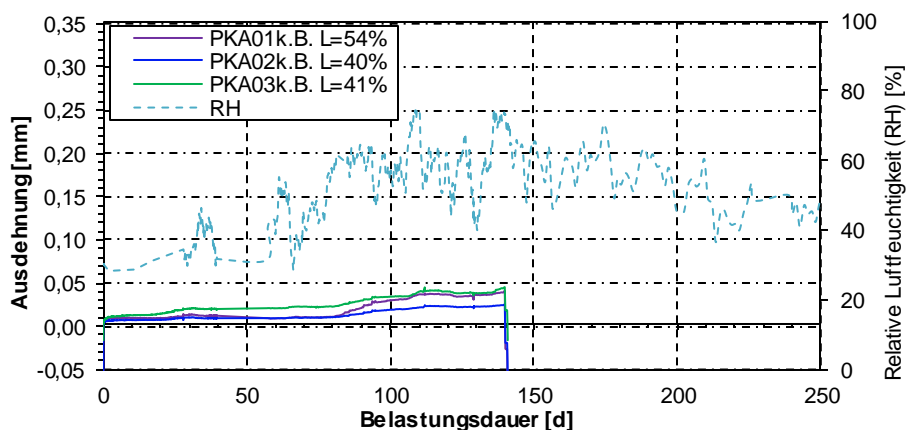


Abb. 5.33: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit der Probekörper ohne Wärmebehandlung



#### 5.5.2.4 Faserdurchmesser, Fasergehalt und Kerbung

Da die Anzahl der Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% und einem Faserdurchmesser von 0,4 mm sowie die Anzahl der gekerbten Probekörper, die nach der Vorbelastung mit einer bestimmten Dauerlast belastet werden konnten (siehe Abschnitt 5.4.2), in Summe gering war, werden die Kriechverformungen dieser Probekörper in Abb. 5.34 gemeinsam dargestellt. Bei diesen Probekörpern konnten keine Auffälligkeiten im Vergleich zu der Referenzmischung (Abschnitt 5.5.2.1) festgestellt werden. Allerdings ist auf Basis der geringen Versuchsanzahl eine belastbare Aussage zu einer möglichen Tendenz oder zu möglichen Unterschieden im Vergleich zur Referenzmischung nicht möglich.

Beim gekerbten Probekörper PKA02 betrug die Messlänge auf der Betonoberfläche für die CMOD 30 mm. Allerdings wurden bei diesem Probekörper ähnliche Verformungen wie bei anderen Probekörpern in Abb. 5.31 oder Abb. 5.34 infolge von Luftfeuchtigkeitsänderungen gemessen. Dies führt zu der Vermutung, dass sich die meisten Verformungen im Bereich des Risses konzentrieren. Letztgenannter PKA02 geker. wurde später in einem anderen Lastarm belastet, weshalb die Belastungsdauer-Ausdehnungskurve in Abb. 5.34 erst später anfängt.

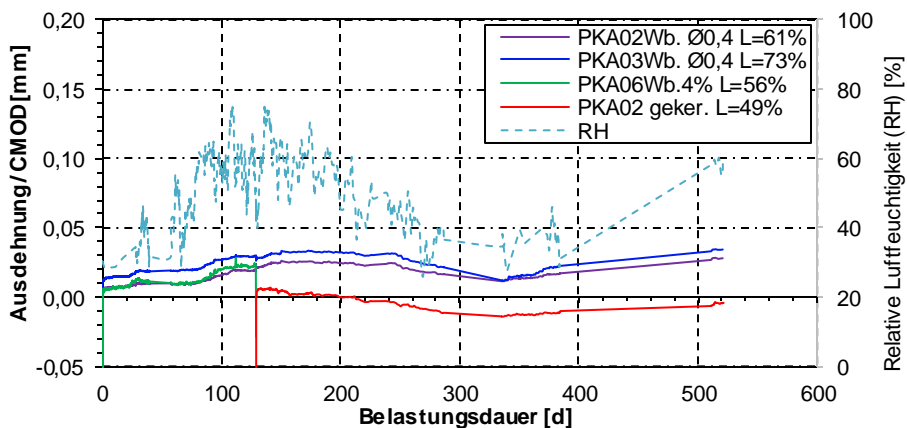


Abb. 5.34: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit der Probekörper mit Fasern des Durchmessers von 0,4 mm der Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% und eines gekerbten Probekörpers

### 5.5.2.5 Versiegelung und Wasserlagerung

In den ersten 15 Tagen nach dem Aufbringen der Dauerlast zeigten alle versiegelten Probekörper eine Ausdehnung bis 0,02 mm. Nach Erreichen dieses Wertes bildeten sich die Verformungen bis zu negativen Werten von -0,02 mm bis -0,05 mm zurück (siehe Abb. 5.35). Der unversiegelte Probekörper PKA01W. verkürzte sich direkt nach der Belastung, d. h. der Verlauf seiner Kriechverformungen nahm direkt negative Werte an. Dies kann mit der Austrocknung des Probekörpers aufgrund der nicht vorhandenen Versiegelung erklärt werden. Wesentliche Unterschiede in den Ausdehnungen über die Zeit der versiegelten (PKA02W., PKA06W., PKA10W.) zum unversiegelten Probekörper (PKA01W.) konnten nicht beobachtet werden, was durch mögliche undichte Stellen in der Versiegelung begründet werden könnte.

Weiterhin ist in Abb. 5.35 erneut eine Korrelation zwischen der Ausdehnung und der Luftfeuchtigkeit zu sehen.

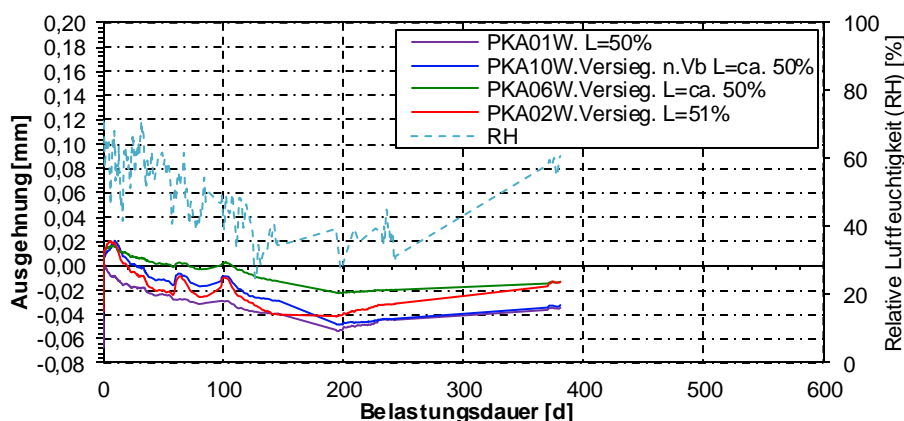


Abb. 5.35: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit der wassergelagerten und versiegelten Probekörper

### 5.5.2.6 Betonalter zu Belastungsbeginn

Ein Unterschied zwischen gerissenen (PKA01k.B.3T., PKA03k.B.14T. PKA04k.B.14T.) und ungerissenen Probekörpern (PKA02k.B.3T n.Vb., PKA05k.B.14T n.Vb.) war lediglich beim Aufbringen der Dauerlast zu beobachten. Bei den 3 Tage alten Probekörpern zeigte sich innerhalb der ersten ca. 20 Tage eine Ausdehnung von ca. 0,02 mm (Abb. 5.36). Die Probekörper, die mit einem Betonalter von 14 Tagen belastet wurden, zeigten ebenfalls innerhalb der ersten 20 - 40 Tage eine Zunahme der Kriechverformungen (Abb. 5.37), allerdings in deutlich geringerem Maße als bei den jüngeren Probekörpern. Nach diesem Zeitpunkt setzt sich die Last-Verformungskurve im negativen Bereich fort.

Die gesamte Dehnung (Differenz zwischen Kriechen und Schwinden) bei den Probekörpern, die 3 Tage nach der Betonage belastet wurden, war dagegen in Summe positiv. Dies zeigt, dass die Schwinddehnung für diese Probekörper kleiner als die Kriechdehnung war.

Alle Verformungen, die nach den ersten Tagen auftraten, scheinen dem Verlauf der Luftfeuchtigkeitsänderung zu folgen. Die Größenordnung dieser Verformungen war vergleichbar mit denen anderer zugbeanspruchter Probekörper.

Anhand dieser Versuche konnte dennoch gezeigt werden, dass das uniaxiale Zugkriechen im gerissenen Querschnitt selbst bei jungen Betonen vernachlässigbar kleine Werte aufweist. Die Ergebnisse in Abb. 5.36 und Abb. 5.37 schließen einen Faserauszug im gerissenen Zustand aus.

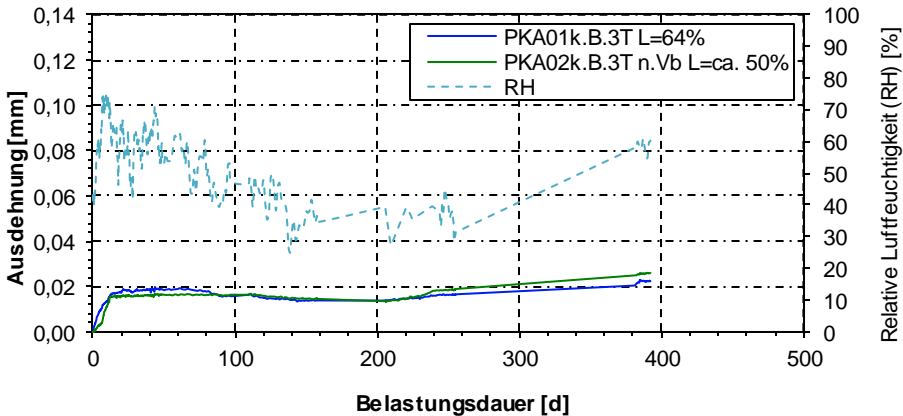


Abb. 5.36: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit bei den Probekörper mit einem Betonalter von 3 Tagen bei Belastungsbeginn

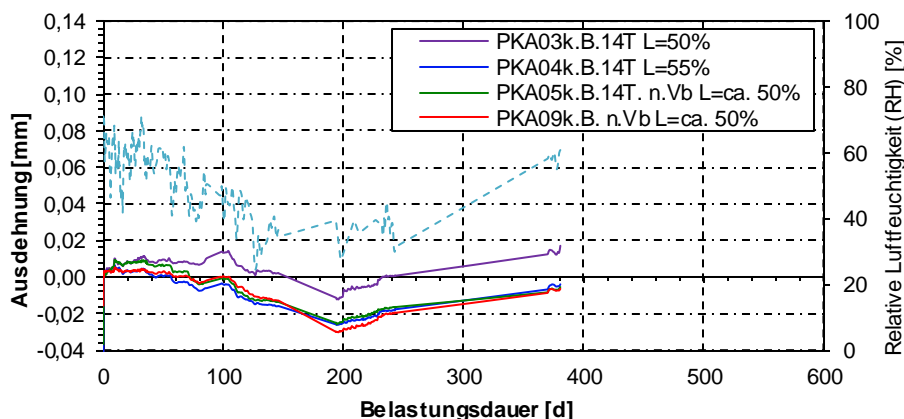


Abb. 5.37: Entwicklung der Ausdehnung über die Zeit bei den Probekörper mit einem Betonalter von 14 Tagen bei Belastungsbeginn

## 5.6 Versuche zur Resttragfähigkeit

Diejenigen Probekörper, die nach dem Dauerlastversuch entlastet wurden, wurden anschließend zur Bestimmung der Resttragfähigkeit bis zum Bruch beansprucht. Diese Versuche erfolgten unter den gleichen Bedingungen wie die Referenz- und Vorbelastungsversuche. Die entlasteten Probekörper besaßen während der Beanspruchung mit Dauerlast ein vergleichsweise niedriges Belastungsniveau, da die Probekörper mit höheren Dauerlasten für weiterführende Beobachtungen in den Prüfständen belassen wurden.

### 5.6.1 Biegezugversuche

Abb. 5.38 und Abb. 5.40 zeigen die Last-Durchbiegungsdiagramme der Balken für die gesamte Versuchsdauer bestehend aus der Vorbelastung, der Dauerlast und der Resttragfähigkeit.

Nach Entlasten und Ausbau der Probekörper aus den Dauerlastprüfständen wurden die Betonkörper auf Risse untersucht. In einem Fall wurde eine Änderung des Rissbildes festgestellt: Bei Probekörper PK01Wb. Ø0,4, der eine Belastung von 54% der Last am Ende der Vorbelastung und von 98% der Erstrissspannung aufwies (Abschnitt 5.4.1), kam es in dem Bereich, in dem bereits Risse vorhanden waren, zur Entstehung eines neuen Risses (Abb. 5.39).

Bei den meisten Probekörpern zeigte sich die Resttragfähigkeitskurve als Fortsetzung der Vorbelastungskurve. Das weist darauf hin, dass die Dauerlast in diesen Fällen zu keiner direkten Beeinträchtigung der Biegezugfestigkeit oder einer Schädigung der Probekörper geführt hat.

Einige der Strain-softening Probekörper und hauptsächlich Probekörper, die sich am Ende der Vorbelastung wie PK01Wb. Ø0,4% (Abb. 5.38) und PK01Wb. 4% (Abb. 5.40) bereits weit auf dem abfallenden Ast der Last-Verformungskurve befanden zeigten auch beim Resttragfähigkeitsversuch ein weiches Verhalten und eine niedrigere Resttragfähigkeit.

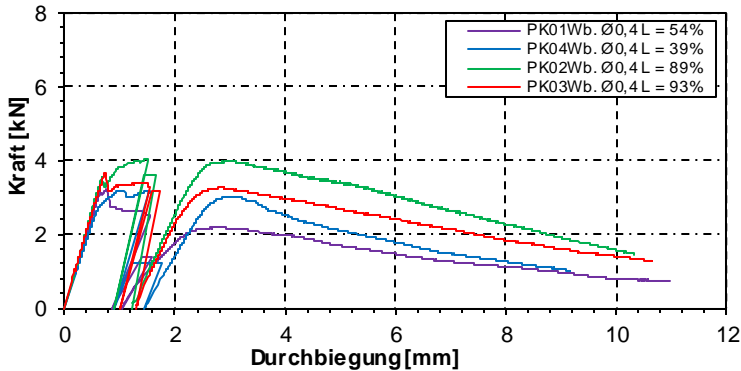


Abb. 5.38: Kraft-Durchbiegungsbeziehung bei der Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für die wärmebehandelten Balken mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm

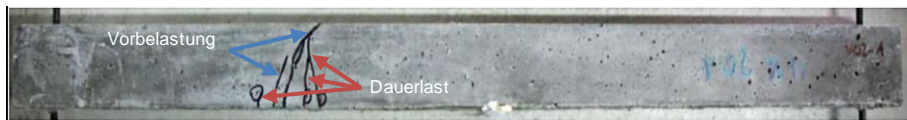


Abb. 5.39: Rissbild des Probekörpers PK01Wb. Ø0,4 mit einer Kennzeichnung bzw. Zuordnung der Risse hinsichtlich ihres Auftretens (bei der Vorbelastung und während der Dauerlast oder Wiederbelastung im Dauerlastprüfstand)

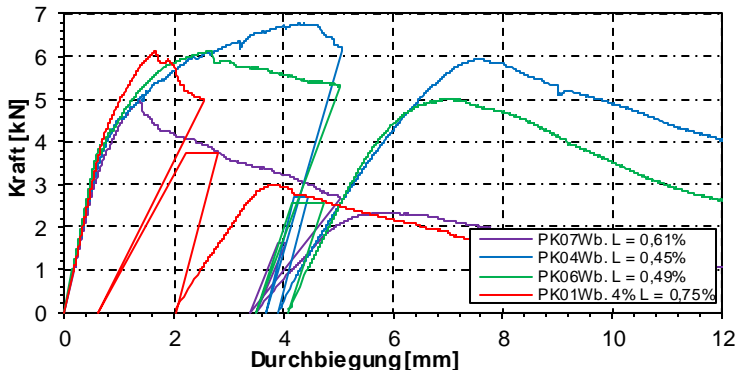


Abb. 5.40: Kraft-Durchbiegungsbeziehung bei der Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für die wärmebehandelten Balken der Referenzmischung sowie eines Balkens mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%

## 5.6.2 Zugversuche

Abb. 5.41 bis Abb. 5.44 zeigen die Last-Verformungsdiagramme (Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit) bei den Zugversuchen für die Probekörper, die bereits aus den Dauerlastprüfständen ausgebaut wurden. Von den insgesamt im folgenden aufgeführten 14 Probekörpern waren 6 wärmebehandelte Probekörper der Referenzmischung, 4 Probekörper ohne Vorbelastung, 3 unbehandelte Probekörper und 1 Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-%. Die Dauerlast dieser

Probekörper betrug zwischen 30 und 50% der Last am Ende der Vorbelastung und lag im Bereich von ca. 40 bis 80% der Erstrisslast (siehe Abschnitt 5.4.2). Nach der Entlastung bzw. nach den Dauerlastversuchen konnten keine neuen Risse an den Probekörpern beobachtet werden.

Nach der Dauerlast schlossen sich die Verläufe der Last-Verformungsdiagramme der Resttragfähigkeitsversuche an die der Vorbelastung an. Wie auch bei den Versuchen an den Balken konnte kein wesentlicher Einfluss der Dauerlast auf die Resttragfähigkeit beobachtet werden.

Die Verläufe von Strain-softening Probekörpern wie beispielsweise PKA01Wb. und PKA04Wb. (Abb. 5.41) zeigen nach der Dauerlast einen deutlichen Steifigkeitsverlust. Begründet werden kann dies mit der Probekörperschädigung infolge Vorbelastung, Entlastung und Wiederbelastung.

Einer der vier Probekörper ohne Vorbelastung in Abb. 5.42 (PKA05Wb. n.Vb.) zeigte bei dem Resttragfähigkeitsversuch die gleiche Steifigkeit wie die vorbelasteten Probekörper (wie z. B. PKA03Wb., PKA05Wb. oder PKA08Wb.). Nach dem Dauerlastversuch und nach anschließender Entlastung konnten an diesem Probekörper allerdings keine sichtbaren Risse verzeichnet werden. Das zeigt, dass bereits ab einer Dauerlast von ca. 50% der Maximallast (ca. 65% der Erstrisslast) Mikrorisse oder Gefügeschädigungen entstehen können, die vergleichbare Effekte wie die Vorbelastung hervorrufen können.

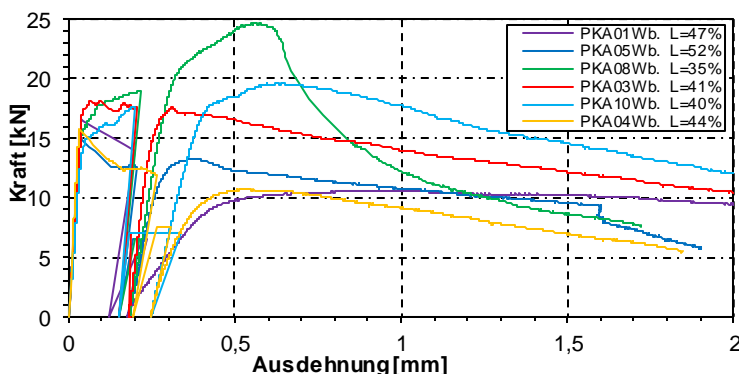


Abb. 5.41: Kraft-Ausdehnungsbeziehung bei Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für die wärmebehandelten Probekörper mit der Referenzmischung

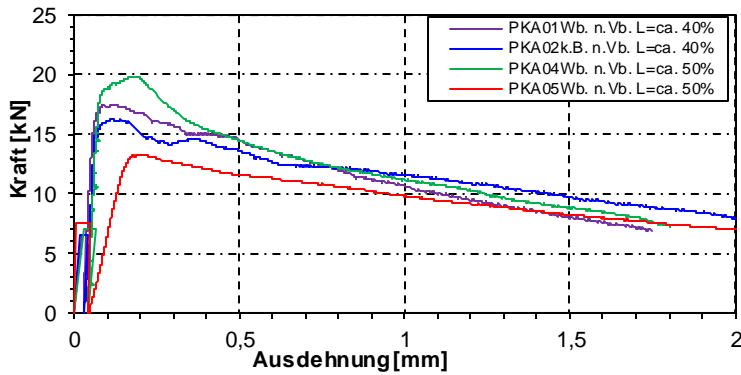


Abb. 5.42: Kraft-Ausdehnungsbeziehung bei Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für die Probekörper ohne Vorbelastung

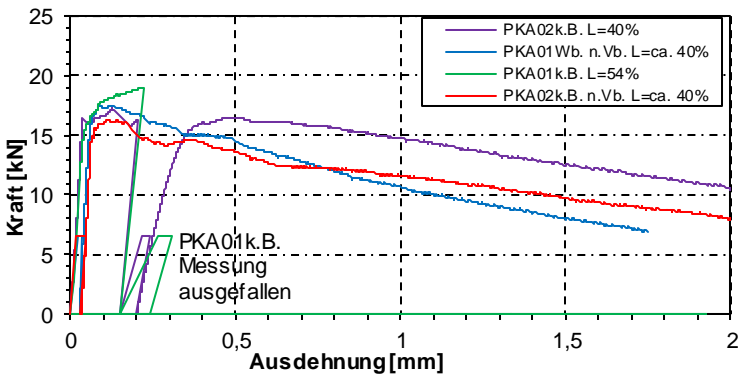


Abb. 5.43: Kraft-Ausdehnungsbeziehung bei Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für die Probekörper ohne Wärmebehandlung

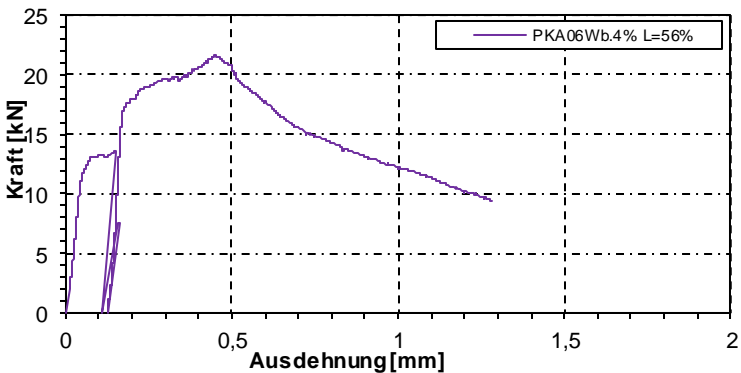


Abb. 5.44: Kraft-Ausdehnungsbeziehung bei Vorbelastung, Dauerlast und Resttragfähigkeit für einen Probekörper mit 4 Vol.-% Fasergehalt

## 5.7 Charakterisierung des Druckkriech- und des Schwindverhaltens

Um den Einfluss des Druckkriechens bei den Biegezugversuchen berücksichtigen zu können, wurden Versuche an 27 Betonzylindern durchgeführt. Dabei wurden die folgenden Parameter untersucht:

- Betonalter zum Zeitpunkt der Belastung
- Art der Behandlung (Wärmebehandlung, Wasserlagerung und Versiegelung sowie Lagerung unter Laborbedingungen, unbehandelt)
- Belastungsniveau

### 5.7.1 Entwicklung der Betondruckfestigkeit

Um die Druckfestigkeitsentwicklung über die Zeit darstellen zu können, wurde diese zu unterschiedlichen Zeitpunkten anhand von Würfeln geprüft. Die Umrechnung von Würfel- auf Zylinderfestigkeit erfolgte mit dem Faktor 0,96. Dieser Wert wurde durch den Vergleich von neun Würfeln mit der Kantenlänge 100 mm und neun Zylindern mit einem Durchmesser von 104 mm und einer Höhe von 208 mm ermittelt. Ein ähnliches Verhältnis von 0,94 wird von *Kusumawardaningsih et al. (2015)* für zwei UHPC-Mischungen mit Faserprozentanteilen von 1 und 2 Vol.-% angegeben. Gemäß *SIA Richtlinie 2052* wird ein Wert von 0,95 für die Umrechnung empfohlen. Abb. 5.45 zeigt die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit für die unterschiedlichen Arten der Behandlung bei der verwendeten Mischung. Die Punkte im Diagramm stellen die jeweiligen Druckfestigkeiten der getesteten Würfel in den unterschiedlichen Betonalter dar. Im *Model Code 2010* wird für die Entwicklung der Druckfestigkeit  $f_c(t)$  über die Zeit  $t$  von normalfestem Beton die folgende Gleichung angegeben:

$$f_c(t) = f_{cm} \cdot e^{s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{0,5} \right]} \quad (5-2)$$

Hierbei sind  $s$  und  $t_1$  zwei Parameter, die von der Art des Zementes abhängig sind. Der Parameter  $s$  wird in *Model Code 2010* für CEM 52,5 R gleich 0,20 und  $t_1$  zu 1 gesetzt. Die in Abb. 5.45 abgebildeten Regressionskurven wurden mit der folgenden Gleichung (5-3) berechnet:

$$f_c(t) = f_{cm} \cdot e^{s \left[ 1 - \left( \frac{28}{(t-t_2)/t_1} \right)^{0,5} \right]} \quad (5-3)$$

Zur Berücksichtigung des schnellen Anstiegs der Druckfestigkeit innerhalb der ersten Tage wurde der Parameter  $t_2 = -1$  eingeführt. Der Parameter wurde auf Basis der in Abb. 5.45 dargestellten Versuchsergebnisse durch Minimierung des quadratischen Fehlers ermittelt. Die Messwerte der Druckfestigkeit sowie die Werte für die Parameter  $s$ ,  $t_1$  und  $t_2$  sind in Tab. 5.10 aufgeführt.

Die Druckfestigkeit des wärmebehandelten Betons wird nach einer durchgehenden Behandlung von 48 Stunden konstant mit 176,3 MPa angenommen. Die Messung der Druckfestigkeit nach 2 Tagen ergab einen kleineren Wert von 150,5 MPa, da die Probekörper zu diesem Zeitpunkt erst seit 8 Stunden mit einer Temperatur von 90°C behandelt worden waren. Die Druckfestigkeit der wassergelagerten Würfel war mit 164,7 MPa etwas größer als die der unbehandelten mit 158,1 MPa.



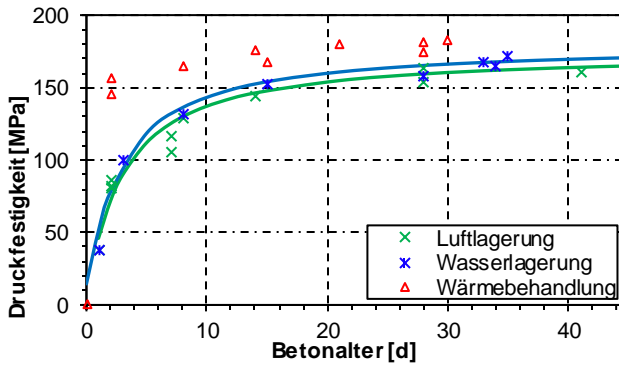


Abb. 5.45: Entwicklung der Druckfestigkeit für die verschiedenen Arten der Behandlung bzw. Lagerungsbedingungen

Tab. 5.10: Entwicklung der Betondruckfestigkeit und Werte für die Parameter  $s$ ,  $t_1$  und  $t_2$  der Gleichung (5-3)

Behandlung	$f_{cm,2}$	$f_{cm,8}$	$f_{cm,28}$	$s$	$t_1$	$t_2$
Luftlagerung	71,72	129,89	158,13	0,095	1	-1
Wasserlagerung	77,91	136,26	164,72	0,090	1	-1
Wärmebehandlung	150,47	176,25	176,25	[-]	[-]	[-]

### 5.7.2 Druckkriechprüfstände

Zur Untersuchung des Druckkriechverhaltens wurden drei Druckkriechprüfstände konstruiert. Diese sind in Abb. 5.46 dargestellt. Je Prüfstand wurden ein Zylinder mit einer maximalen Kraft von 2 MN bei einem Öldruck von 70 MPa (700 Bar) und eine Handpumpe zur Nachregelung eingebaut. Dadurch, dass keine Druckspeicher zur Verfügung standen, musste der Öldruck einmal täglich per Handpumpe nachgeregelt werden, um die Kraft relativ konstant zu halten. In jedem Prüfstand wurden drei Probekörper übereinander eingebaut. Zwischen den Probekörpern wurde jeweils eine 20 mm dicke Stahlscheibe eingelegt. Zwischen dem obersten Probekörper und dem Stahlrahmen wurde eine Kalotte eingebaut, um mögliche Effekte einer Exzentrizität zu reduzieren. Die Verformungen der Probekörper wurden während der Versuche mit jeweils drei Wegaufnehmern TR010 der Firma Novotechnik gemessen. Weiterführende Informationen zur Messtechnik enthält Abschnitt 4.3.2.1. Eine Kontrolle bzw. Steuerung der Raumtemperatur und Luftfeuchtigkeit war nicht möglich. Die Werte wurden mit einem Klimadatenlogger BL30 der Firma Trotec fortlaufend aufgezeichnet.

Als Schalung zur Herstellung der Probekörper wurden PVC Rohre verwendet. Die Zylinder waren 360 mm hoch und hatten einen Durchmesser von 104 mm. Die Messlänge pro Probekörper betrug 330 mm.

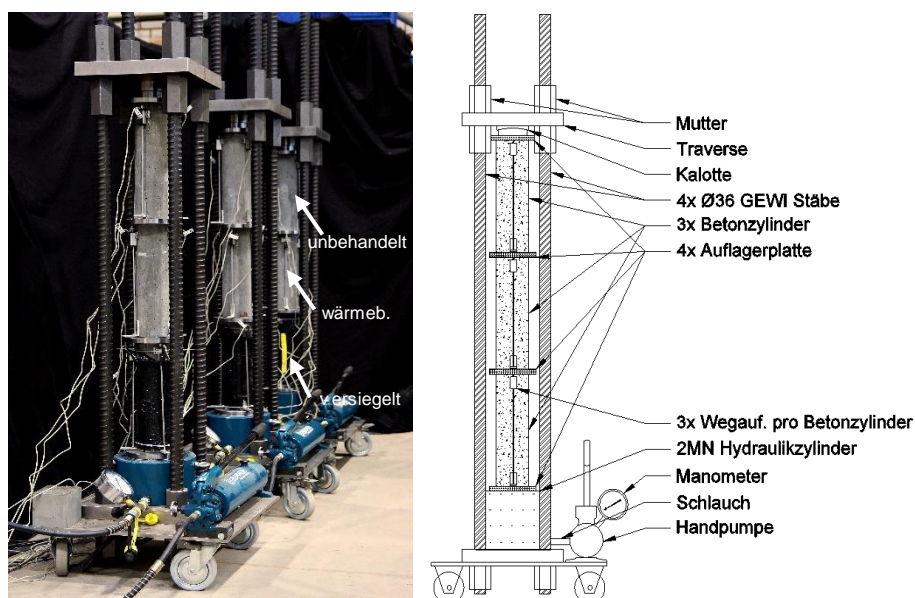


Abb. 5.46: Druckkriechprüfstand

### 5.7.3 Versuchsprogramm und Durchführung

Es wurden jeweils 9 Probekörper 2, 7 und 28 Tage nach der Betonage in den Prüfstand eingebaut und belastet. Ein Drittel der Zylinder wurden bis zur Belastung in Wasser gelagert und versiegelt, um Trocknungsschwinden ausschließen zu können. Ein Drittel der Probekörper blieb unbehandelt und die übrigen Zylinder erfuhren für 48 Stunden eine Wärmebehandlung von 90°C. Die Versuche wurden mit drei unterschiedlichen Belastungsniveaus von ca. 25, 45 und 65% der Druckfestigkeit  $f_c(t)$  am Tag der Belastung durchgeführt. In jedem Druckkriechprüfstand wurden je ein wärmebehandelter, ein wassergelagerter und ein unbehandelter Probekörper eingebaut. Da die Druckfestigkeiten der Probekörper aufgrund der verschiedenen Lagerungsbedingungen unterschiedliche Werte aufwiesen, wurde jeweils die Druckfestigkeit des wassergelagerten und versiegelten Probekörpers als Bezugswert für die Belastung herangezogen. Eine tabellarische Zusammenfassung des Versuchsprogramms und der Belastungen enthält Tab. 5.11. Die Belastungsdauer der beim Belastungsbeginn zwei und acht Tage alten Zylinder betrug 20 Tage. Die 28 Tage alten Probekörper wurden für die Dauer von vier Monaten belastet.

Tab. 5.11: Versuchsprogramm der Druckkriechversuche

Betonalter zu Belastungsbeginn: 2 Tage	Versuchstand 1; Sollwert $0,25 f_c$	Versuchstand 2; Sollwert $0,45 f_c$	Versuchstand 3; Sollwert $0,65 f_c$
unbehandelt	0,27	0,49	0,71
wassergelagert und versiegelt	0,25	0,45	0,66
wärmebehandelt	0,13	0,24	0,34
Betonalter zu Belastungsbeginn: 8 Tage	Versuchstand 1; Sollwert $0,25 f_c$	Versuchstand 2; Sollwert $0,45 f_c$	Versuchstand 3; Sollwert $0,65 f_c$
unbehandelt	0,19	0,34	0,49
wassergelagert und versiegelt	0,19	0,33	0,47
wärmebehandelt	0,14	0,25	0,36
Betonalter zu Belastungsbeginn: 28 Tage	Versuchstand 1; Sollwert $0,25 f_c$	Versuchstand 2; Sollwert $0,45 f_c$	Versuchstand 3; Sollwert $0,65 f_c$
unbehandelt	0,23	0,42	0,61
wassergelagert und versiegelt	0,23	0,41	0,59
wärmebehandelt	0,21	0,38	0,55

Die Anzahl der Versuche und deren Dauer ist zwar zu gering, um eine ausführliche Charakterisierung der zeitlichen Entwicklung vornehmen zu können. Dennoch erlauben diese Versuchsergebnisse eine genauere Beschreibung der Größenordnung des Druckkriechens als die Richtwerte, die aktuell in der Literatur zu finden sind (siehe Abschnitt 3.2).

#### 5.7.4 Ermittlung der Schwinddehnungen

Das Schwinden wurde an wassergelagerten und versiegelten, an frei trocknenden (unbehandelten) sowie an wärmebehandelten Zylindern der Durchmesser 40 mm und 104 mm untersucht. Die Messungen der Schwinddehnungen an den wärmebehandelten Zylindern mit einem Durchmesser von 40 mm sind leider fehlgeschlagen. Die Luftfeuchtigkeit in der Umgebung der Probekörper lag im Durchschnitt bei 53%. Die Temperatur betrug 23,5°C. Die Messung der Schwinddehnungen begann 30 Stunden nach der Betonage der Zylinder und wurde für die darauffolgenden 90 Tage aufgezeichnet. Die Versuchsergebnisse werden in Abb. 5.47 aufgezeigt. Die in den Diagrammen eingetragenen gestrichelten Linien stellen die rechnerische Annäherung des experimentellen Verfahrens aus DIN EN 1992-2 dar. Die mit diesem Verfahren ermittelten Parameter aus den Gleichungen (3-19) und (3-20) werden in Tab. 5.12 zusammengefasst.

Tab. 5.12: Parameter für das Schwinden, ermittelt mit dem experimentellen Verfahren aus *DIN EN 1992-2* (Abschnitt 3.2.1.3)

DIN EN 1992-2					
$\beta_{ca1}$	$\beta_{ca2}$	$\beta_{ca3}$	$\beta_{ca4}$	$\beta_{cd1}$	$\beta_{cd2}$
2	-1,25	0,8	10,1	1,4	0,02

Bei allen Probekörpern trat ein Großteil der Schwinddehnungen innerhalb der ersten 30 Tage auf. Die versiegelten Probekörper zeigten zum Ende der Messung eine mittlere Dehnung von ca.  $320\text{ }\mu\text{m/m}$ . Bei den frei trocknenden bzw. unbehandelten Probekörpern mit einem Durchmesser von 104 mm stellten sich Schwinddehnungen von  $410\text{ }\mu\text{m/m}$  zum Ende der Messungen ein. Die Zylinder mit einem Durchmesser von 40 mm, die ebenfalls keine Behandlung erfuhren, wiesen einen Wert von ca.  $450\text{ }\mu\text{m/m}$  auf. Es ergab sich somit eine Differenz der Messwerte dieser beiden Durchmesser von ca.  $40\text{ }\mu\text{m/m}$ . Bei *Anders und Müller (2014)* zeigte sich dieser Effekt für Zylinder mit Durchmesser zwischen 75 und 150 mm in geringerem Maße, wobei der Maßstabeffekt in dem verwendeten Berechnungsmodell nicht berücksichtigt wurde.

Die wärmebehandelten Probekörper zeigten lediglich im Zeitraum der Wärmbehandlung eine Schwinddehnung von ca.  $810\text{ }\mu\text{m/m}$ . Danach konnten keine weiteren Dehnungen mehr festgestellt werden.

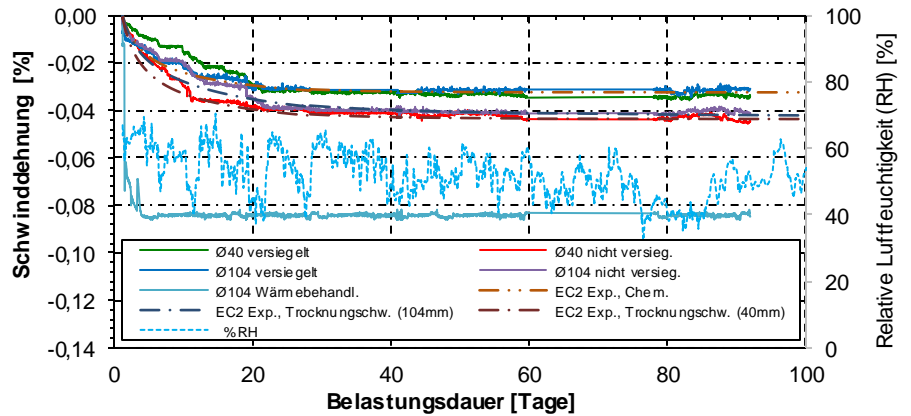


Abb. 5.47: Gemessene Schwinddehnungen und rechnerische Annäherung nach *DIN EN 1992-2*

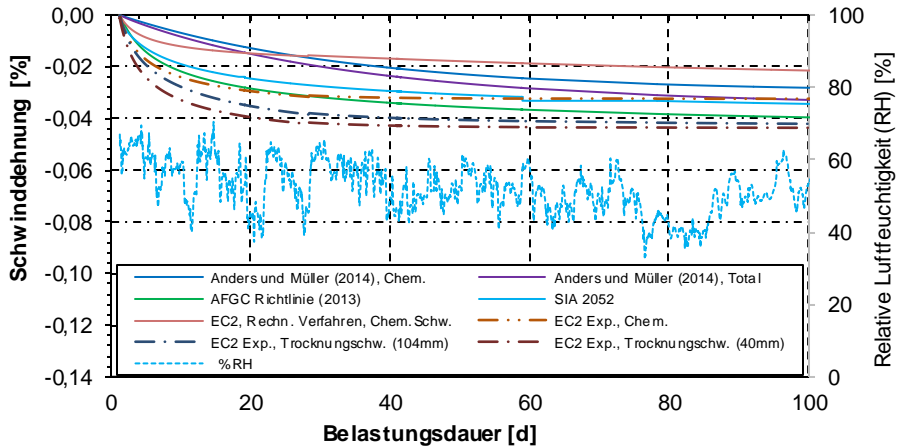


Abb. 5.48: Vergleich des Schwindens nach dem experimentellen Verfahren von DIN EN 1992-2 (EC2) mit Anders und Müller (2014), AFGC Recommendations (2013) und SIA Richtlinie 2052

Zum Vergleich mit den ermittelten Kurven von Abb. 5.47 werden in Abb. 5.48 die Verläufe der Schwinddehnungen nach Anders und Müller (2014), AFGC Recommendations (2013) und SIA Richtlinie 2052 angegeben. Die in der vorliegenden Forschungsarbeit verwendete Referenzmischung zeigte, verglichen mit den berechneten Verläufe aus den oben genannten Literaturstellen, eine schnellere Entwicklung des Schwindens innerhalb der ersten 20 Tage. Eine mögliche Ursache könnte der für einen UHPFRC relativ hohe Wassergehalt ( $w/z = 0,25$ ) der verwendeten Referenzmischung sein. Zudem zeigt die Gegenüberstellung in Abb. 5.48, dass die unterschiedlichen Berechnungsansätze voneinander abweichen. Bei schwindempfindlichen Bauteilen wird daher eine geeignete Untersuchung zur Bestimmung des Anteils aus Schwinden notwendig.

### 5.7.5 Versuchsergebnisse der Druckkriechversuche

Die Versuchsergebnisse der Druckkriechversuche werden für die Betonalter von 2, 8 und 28 Tagen in Abb. 5.49 bis Abb. 5.51 dargestellt. Je Abbildung sind drei Diagramme dargestellt. Die Druckkriechdehnungen der wärmebehandelten Probekörper waren im Vergleich zu den anderen Probekörpern sehr klein. Auch der Unterschied zwischen den versiegelten und den nicht versiegelten Probekörpern ist vergleichsweise gering. Allerdings zeigen sich Tendenzen: Die Unterschiede nehmen mit der Zunahme des Belastungsniveaus zu und verringern sich mit der Zunahme des Betonalters bei Belastungsbeginn. Die geringen Unregelmäßigkeiten in den Diagrammen wurden durch den Druckverlust im Versuchsstand und die händische Nachregelung verursacht.

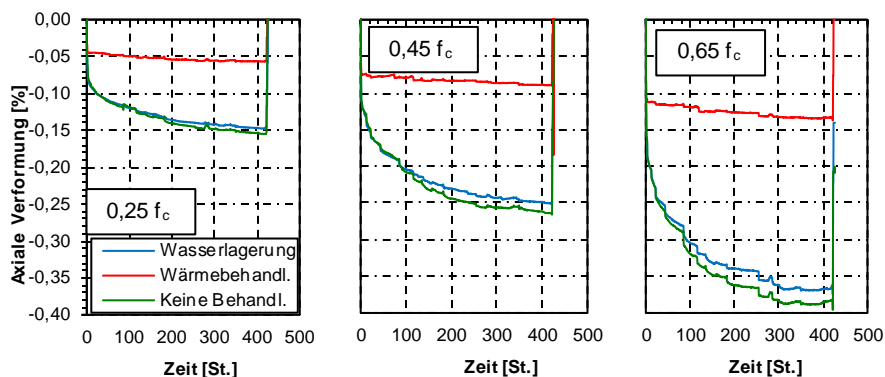


Abb. 5.49: Druckkriechdehnungen der Probekörper mit einem Betonalter von 2 Tagen zu Belastungsbeginn

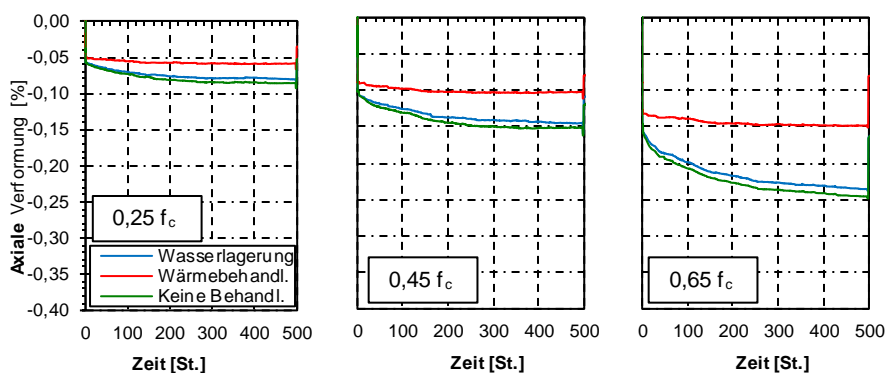


Abb. 5.50: Druckkriechdehnungen der Probekörper mit einem Betonalter von 8 Tagen zu Belastungsbeginn

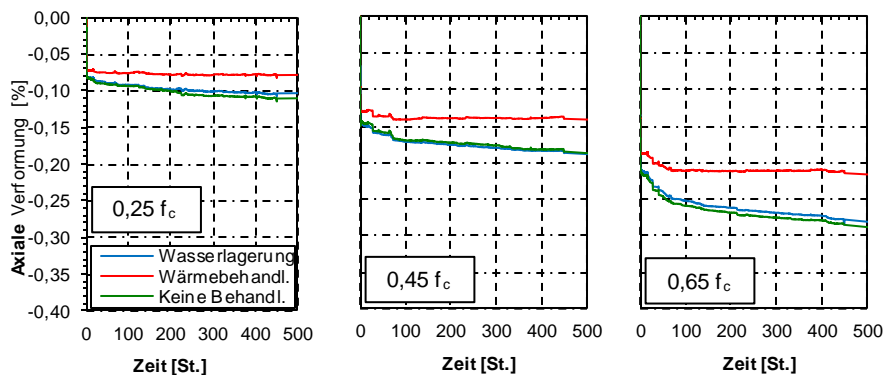


Abb. 5.51: Druckkriechdehnungen der Probekörper mit einem Betonalter von 28 Tagen zu Belastungsbeginn

### 5.7.5.1 Grundkriechen

Aus den Druckkriechdehnungen der versiegelten Probekörper wurde das chemische Schwinden abgezogen und somit die Grundkriechdehnung  $\varepsilon_{cb}$  ermittelt. Die Kriechzahlen  $\varphi_b = E_c \cdot \varepsilon_{cb} / \sigma_c$  werden in Abb. 5.52 dargestellt. Die Verläufe der Dehnungen der Probekörper mit einem Betonalter zu Belastungsbeginn von 8 und 28 Tagen sind für die Belastungsniveaus von  $0,25 f_c$  und  $0,45 f_c$  nahezu identisch. Das bedeutet, dass sich das Druckkriechen bis zu dem mittleren Belastungsniveau von  $0,45 f_c$  linear zu der Spannung verhält. Für die Probekörper, die mit einem Betonalter von 2 Tagen belastet wurden, kann hingegen ein deutlicher Versatz der drei Verläufe beobachtet werden. Dies liefert einen Hinweis darauf, dass sich das Druckkriechen bei sehr jungen Betonen bereits ab kleinen Druckspannungen nicht mehr linear verhält.

Die ermittelten Parameter  $\beta_{cd1}$  und  $\beta_{bc2}$  der Gleichungen (3-21) und (3-22) aus DIN EN 1992-2 sind in Tab. 5.13 aufgelistet. Der Faktor  $\beta_{cd1}$  multipliziert mit dem Faktor  $\varphi_{b0}$  ergibt gemäß DIN EN 1992-2 die Endkriechzahl. In Abb. 5.53 werden der Parameter  $\beta_{cd1}$  (Abb. 5.53 links) und die Endkriechzahl  $\varphi'_{b0} = \beta_{cd1} \varphi_{b0}$  (Abb. 5.53 rechts) jeweils anhand eines Diagramms dargestellt. Die Endkriechzahlen betragen bei einem Betonalter bei Belastungsbeginn von 2 Tagen 1,5 bis 2,0 und verringern sich auf Werte von 1,0 bis 1,2 für ein Betonalter bei Belastungsbeginn von 28 Tagen für die verschiedenen Belastungsstufen. Aufgrund der sehr kurzen Versuchsdauer von nur 2 und 8 Tagen sind die ermittelten Endkriechzahlen als nur bedingt belastbar anzusehen.

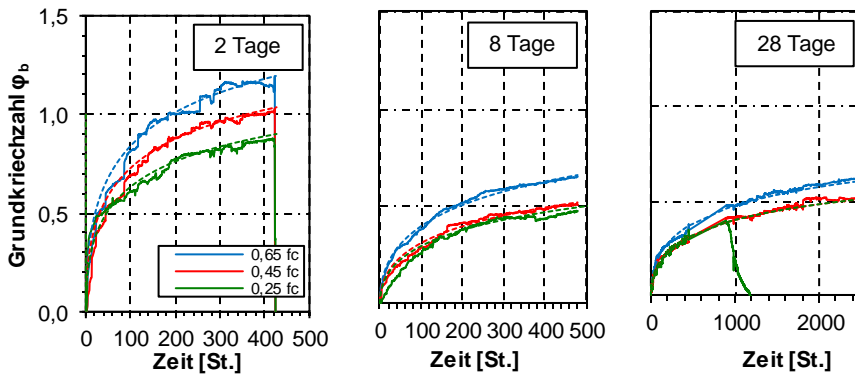


Abb. 5.52: Grundkriechzahlen der versiegelten Probekörper mit einem Betonalter zu Belastungsbeginn von 2, 8 und 28 Tagen. Die gestrichelten Verläufe zeigen die Werte gemäß dem experimentellen Verfahren aus DIN EN 1992-2

Tab. 5.13: Durch quadratische Fehlerminimierung ermittelte Parameter gemäß dem experimentellen Verfahren und der Standardwerte aus DIN EN 1992-2

Alter bei Belastung	$\beta_{cd1}$			$\varphi'_{b0} = \beta_{cd1} \cdot \varphi_{b0}$			$\beta_{bc2}$	$\beta_{bc}$	DIN EN 1992-2	
	0,65 $f_c$	0,45 $f_c$	0,25 $f_c$	0,65 $f_c$	0,45 $f_c$	0,25 $f_c$			$\varphi_{b0}$	$\beta_{bc}$
2 Tage	2,83	2,45	2,13	1,99	1,72	1,50	0,55	2,79	0,72	1,74
8 Tage	2,55	2,05	1,95	1,49	1,20	1,20		5,82	0,58	4,75
28 Tage	2,08	1,75	1,75	1,15	0,97	0,97		9,12	0,54	7,06

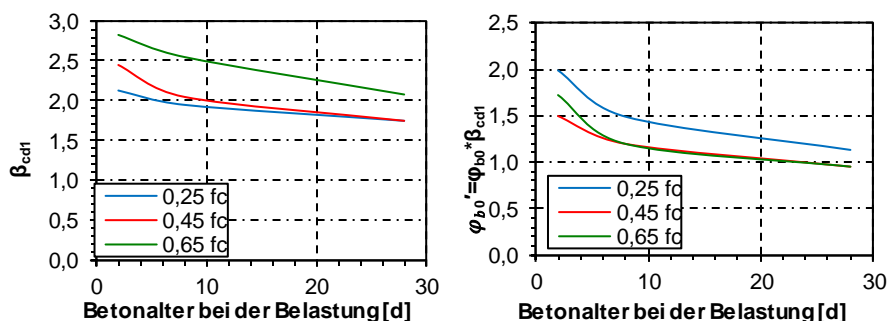


Abb. 5.53: Grafische Darstellung der ermittelten Parameter  $\beta_{cdt}$  und  $\varphi'_{b0}$  aus Tab. 5.13

Die Endkriechzahl  $\varphi'_{b0}$  wird hier für andere Betonalter  $t_0$  durch Interpolation mit folgender Potenzfunktion gerechnet:

$$\varphi'_{b0} = \begin{cases} 1,69t_0^{-0,17} & \text{für } 0,25 f_c \\ 1,98t_0^{-0,23} & \text{für } 0,45 f_c \\ 2,31t_0^{-0,21} & \text{für } 0,65 f_c \end{cases} \quad (5-4)$$

Der numerische Ansatz der *DIN EN 1992-2* unterschätzt die Grundkriechzahl  $\varphi_{b0}$ , weil bei diesem Ansatz das Grundkriechen alleine von der Druckfestigkeit abhängt und an hochfesten Betonen kalibriert wurde. Der Parameter  $\beta_{bc}$  ist nach dem experimentellen Verfahren ermittelt zudem größer als nach dem numerischen Ansatz berechnet. Im Vergleich zu der in *DIN 1045-1* verwendeten Beziehung stellten auch *Tue et al. (2006)* fest, dass sich die Kriechverformungen von UHPC zu Beginn langsamer, dafür aber über einen längeren Zeitraum entwickeln.

### 5.7.5.2 Trocknungskriechen

Das Trocknungskriechen ist in *DIN EN 1992-2* durch den Parameter  $\varphi_{d0}$  berücksichtigt, welcher durch den Vergleich zwischen versiegelten und unversiegelten Probekörpern pro Belastungsniveau über die Gleichung (3-23) berechnet wurde. Die ermittelten Werte von  $\varphi_{d0}$  für verschiedene Betonalter sind in Tab. 5.14 aufgeführt. Das Trocknungskriechen zeigt eine Abhängigkeit vom Belastungsniveau sowie vom Betonalter zu Belastungsbeginn: Tendenziell steigen die Mittelwerte von  $\varphi_{d0}$  mit der Höhe der Belastung und sinken mit der Zunahme des Betonalters zu Belastungsbeginn. Der Faktor  $\varphi_{d0}$  steigt von einem durchschnittlichen Wert von 255,9 bei der niedrigsten Belastungsstufe auf 1.291,7 bei der höchsten Belastungsstufe. In Bezug auf das Betonalter zu Belastungsbeginn sinkt der Wert von durchschnittlich 1.542,5 (Betonalter von 2 Tagen) auf 263,9 (Betonalter von 28 Tagen). Der in *DIN EN 1992-2* vorgegebene Wert des Faktors  $\varphi_{d0}$  für HPC mit Mikrosilika beträgt zum Vergleich 1.000.



Tab. 5.14: Ermittelter Faktor  $\varphi_{d0}$  für das Trocknungskriechen

$\varphi_{d0}$		Belastungsstufen			Mittelwert je Betonalter
		0,25 $f_c$	0,45 $f_c$	0,65 $f_c$	
Alter bei der Belastung	2 Tage	273,1	1452,5	2437,6	1387,7
	8 Tage	365,0	436,5	783,9	528,5
	28 Tage	129,6	263,9	653,5	349,0
Mittelwert je Belastungsstufe		255,9	605,3	1291,7	

### 5.7.5.3 Wärmebehandelte Probekörper

Nach einer vorausgehenden Wärmebehandlung zeigen sich an den Probekörpern deutlich geringere Kriechdehnungen. Die Anteile aus Trocknungskriechen und Schwinden sind nach der Wärmebehandlung vernachlässigbar und wurden nicht berücksichtigt (siehe auch Abschnitt 3.1.2). In der folgenden Abb. 5.54 werden die Verläufe der Grundkriechzahl der wärmebehandelten Zylinder mit einem Betonalter zu Belastungsbeginn von 8 und 28 Tagen dargestellt. Die nach 2 Tage sind nicht Teil dieser Auswertung, indem sie ein Die Wärmebehandlung erfolgte bei 90°C über einen Zeitraum von 24 Stunden. Der nach dem experimentellen Verfahren von *DIN EN 1992-2* ermittelte Faktor  $\beta_{cd1}$  und die Endkriechzahl  $\varphi'_{b0}$  werden für unterschiedliche Belastungen in der nachfolgenden Tab. 5.15 aufgelistet. Der Parameter  $\beta_{bc2}$  wurde, wie bei den Probekörpern, die keine Wärmebehandlung erfuhren, mit 0,55 angenommen. Diese Annahme vereinfacht den Berechnungsansatz des Kriechens und liefert dennoch eine passende Annäherung an die Versuchsdaten.

Die Probekörper mit einem Betonalter von 2 Tagen zum Zeitpunkt der Belastung wurden nicht berücksichtigt, da die Behandlung deutlich kürzer war und die Belastungen aufgrund der Stapelung mit den unbehandelten Probekörpern sehr niedrig sowie die gemessenen Verformungen sehr klein waren.

Bei den Probekörpern, die 28 Tage nach der Betonage belastet wurden, wurde für das niedrigste (0,21  $f_c$ ) und das mittlere (0,45  $f_c$ ) Belastungsniveau Endkriechzahlen von  $\varphi'_{b0}$  0,425 und 0,402 ermittelt. Für die höchste Belastung (0,55  $f_c$ ) betrug der Wert 0,443. Aus Abb. 5.54 links wird ersichtlich, dass die Kurve von 0,55  $f_c$  (in Gelb) leicht über den anderen liegt. Das weist darauf hin, dass sich die nicht-lineare Kriech-Spannungsbeziehung bis zu einer Druckspannung im Bereich von 0,55  $f_c$  nur in geringem Maße zeigt.

Für die Probekörper mit einem Betonalter von 8 Tagen bei Belastungsbeginn wurden Endkriechzahlen  $\varphi'_{b0}$  von 0,464 bis 0,506 ermittelt. Diese weisen somit höhere Werte auf als für diejenigen Probekörper, die 28 Tage nach der Betonage belastet wurden. Das Belastungsniveau lag zwischen 0,14  $f_c$  und 0,36  $f_c$ . Es konnte kein deutlicher Unterschied im Vergleich der drei Belastungsniveaus festgestellt werden. In der Regel ist nach einer Wärmebehandlung kein messbarer Einfluss des Betonalters mehr zu erwarten (siehe Abschnitt 3.1.2).

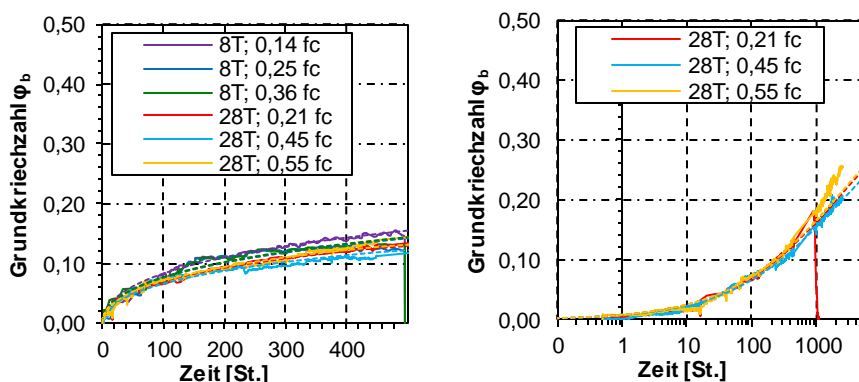


Abb. 5.54 Links: Grundkriechen für wärmebehandelte Probekörper mit einem Betonalter zu Belastungsbeginn von 8 und 28 Tagen; rechts: logarithmische Darstellung des Grundkriechens über die gesamte Versuchsdauer für die zu Belastungsbeginn 28 Tage alten Probekörper

Tab. 5.15: Nach DIN EN 1992-2 ermittelte Parameter  $\beta_{cd1}$  und  $\beta_{bc2}$  für das Druckkriechen von wärmebehandelten Probekörpern mit den entsprechenden Parametern  $\varphi'_{b0}$  und  $\beta_{bc}$

Alter zu Belastungsbeginn	8 Tage			28 Tage		
Effektive Belastung	0,14 $f_c$	0,25 $f_c$	0,36 $f_c$	0,21 $f_c$	0,45 $f_c$	0,55 $f_c$
$\beta_{cd1}$	0,953	0,873	0,885	0,801	0,744	0,814
$\varphi'_{b0}$	0,506	0,464	0,470	0,425	0,402	0,443
$\beta_{bc2}$	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550
$\beta_{bc}$	10,33	10,33	10,33	10,33	10,33	10,33

## 5.8 Zusammenfassung

Gerissener UHPFRC unter Dauerlast besitzt ein sehr stabiles Verhalten und die Kriechdehnungen bleiben auch bei höheren Lasten relativ gering. In den Fällen, in denen am Ende des Untersuchungszeitraums der vorliegenden Forschungsarbeit noch eine Verformungszunahme zu beobachten war, war diese sehr gering. Der einzige Probekörper, bei dem es unter Dauerlast zum Versagen kam, war ein Balken mit hoher Belastung (78% der Last am Ende der Vorbelastung) und einer sehr schlechten Faserausrichtung (siehe Abschnitt 5.5.1.1). Dies weist darauf hin, dass eine besonders ungünstige Faserorientierung zu einem verzögerten Versagen führen kann.

Zugknochen und Balken wiesen zwei unterschiedliche Verhalten in Bezug auf die Kriechverformung unter Dauerlast auf: Die Durchbiegungen infolge Kriechen zeigten bei den Balken einen ähnlichen Verlauf wie die des Druckkriechens und waren in erster Linie abhängig vom Betonalter bei Belastungsbeginn und der Belastungshöhe. Während sich die Balken als vergleichsweise unempfindlich gegenüber auftretender Luftfeuchte- oder Temperaturänderungen erwiesen, zeigten sich bei den untersuchten Zugknochen deutlichere Effekte: der Einfluss der Luftfeuchtigkeit war größer als der

der anderen Parameter. Selbst der Einfluss einer vorausgehenden Wärmebehandlung bei 90°C war vergleichsweise geringer. Dieser Effekt war zum Zeitpunkt der Versuchsplanung nicht bekannt und konnte demnach auch nicht berücksichtigt werden, wodurch die Auswertung der Dauerlastversuche für die Zugknochen deutlich erschwert wurde.

Darüber hinaus ist eine der wesentlichen Schlussfolgerungen, dass das Kriechen in gerissenem UHPFRC bei den Balken ausgeprägter als im ungerissenen Beton war, während bei den uniaxialen Zugversuchen praktisch keine Unterschiede zu erkennen waren. Bei den Balken streuten die Versuchsergebnisse der vorbelasteten Probekörper insgesamt mehr als die der ungerissenen Probekörper.

Der Einfluss des Betonalters zum Zeitpunkt der Belastung zeigte sich deutlich bei den Probekörpern, die bereits 2 Tage nach der Betonage belastet wurden. Mit zunehmendem Betonalter verringerte sich dieser Effekt rapide. Die Zugknochen reagierten im Vergleich zu den Balken unempfindlicher auf die frühe Belastung (siehe Abschnitt 5.5.2.6).

Die Versuchsanzahl an Probekörpern mit dem höheren Fasergehalt (4 Vol.-%) und einem größeren Faserdurchmesser (0,4 mm) ist zu gering, um belastbare Aussagen zum Einfluss dieser beiden Parameter treffen zu können. Die Probekörper mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm wurden aufgrund der vergleichsweise schlechteren Tragfähigkeit bei den Vorbelastungsversuchen mit geringeren absoluten Dauerlasten beansprucht und zeigten kleinere Kriechverformungen.

In der Auswertung der Resttragfähigkeitsversuche konnte kein wesentlicher Einfluss der Dauerlast festgestellt werden. Die einzigen Probekörper, die höhere Verformungen beim Erreichen der Resttragfähigkeiten aufwiesen, waren diejenigen, die sich am Ende der Vorbelastung in einem steil abfallenden Ast der Last-Verformungskurve befanden.

Die Dauer der Dauerlastversuche betrug zwischen vier und 15 Monaten. Diese Beobachtungszeiträume stellen eine gute Basis zur Einschätzung der Kriechdehnungen für die Lebensdauer eines Bauteils dar. Um die Zeitfunktion noch besser abbilden zu können, wurden einige Balken und Zugknochen zur weiteren Beobachtung für die nächsten Jahre in den Prüfständen belassen.

## 6 Versuchsauswertung

Die Kriechdehnung wird durch die Kriechzahl  $\varphi(t)$  in Relation zur elastischen Verformung mit der folgenden Gleichung (6-1) definiert:

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)}{\varepsilon(t_0)} \quad (6-1)$$

Dabei ist  $\varepsilon(t_0)$  die elastische Dehnung beim Belastungsbeginn. Für die Durchführung der Versuche an gerissenem Stahlfaserbeton ist vor dem Aufbringen der Dauerlast eine Vorbelastung nötig, um Risse zu erzeugen. Die Höhe der Vorbelastung wurde allerdings für die Berechnung der Kriechzahl  $\varphi(t)$  nicht berücksichtigt. Als  $\varepsilon(t_0)$  wird in der vorliegenden Arbeit die Verformung zwischen unbelastetem Zustand nach der Vorbelastung und direkt nach Aufbringen der Dauerlast definiert. Mit der Gleichung (6-1) wird so auch die Kriechzahl für gerissenen Faserbeton unter uniaxialer Zugbeanspruchung berechnet. Ebenso wird diese Definition für die Berechnung der Rissöffnung bei Versuchen an gekerbten Probekörpern zugrunde gelegt (*Buratti und Mazzotti (2012a)*, *Cunha et al. (2016)*, *Nieuwoudt (2016)*, etc.). Die Formel (6-2) beschreibt diesen Zusammenhang:

$$\gamma(t) = \frac{CMOD(t) - CMOD(t_0)}{CMOD(t_0)} \quad (6-2)$$

Die Bezeichnung  $CMOD(t_0)$  steht für die Rissöffnung am Ende der Aufbringung der Dauerbelastung. Bei den Balken ist der Spannungsverlauf im Querschnitt komplex (siehe Abschnitt 2.6). Daher ist eine direkte Ableitung der Kriechzahl  $\varphi(t)$  aus der im Versuch gemessenen Durchbiegung nicht möglich. Um dennoch eine direkte Analyse und einen Vergleich zwischen den Probekörpern zu ermöglichen, wurde beispielsweise von *Cunha et al. (2016)*, *Nieuwoudt (2016)*, *Llano-Torre et al. (2016)* und *Buratti und Mazzotti (2012a)* ein ähnlicher Faktor für die Durchbiegung  $\varphi_\delta(t)$  eingeführt, der wie folgt berechnet wird:

$$\varphi_\delta(t) = \frac{\delta(t) - \delta(t_0)}{\delta(t_0)} \quad (6-3)$$

Dabei ist  $\delta(t_0)$  die Durchbiegung am Ende der Aufbringung der Dauerbelastung. Zur Charakterisierung des Kriechens im gerissenen Zustand wird oft die Verformungsgeschwindigkeit herangezogen. Beispielsweise verwenden *Llano-Torre et al. (2016)* und *Zerbino et al. (2016)* die „Crack opening rate“, welche als Rissbreitenzunahme innerhalb eines gewissen Zeitabschnittes definiert wird:

$$\vartheta(t) = \frac{CMOD(t + \Delta t) - CMOD(t)}{\Delta t} \quad (6-4)$$

### 6.1 Korrelation zwischen Nachrissverhalten und Zugkriechen

In diesem Abschnitt wird der Zusammenhang zwischen dem Verhalten bei den Vorbelastungsversuchen und dem Zugkriechen für die verschiedenen Probekörper untersucht.

### 6.1.1 Biegezugversuche

Die Dauerlast als Anteil der Last am Ende der Vorbelastung wird in der Regel als Parameter für die Auswertung der Dauerlastversuche und für die Charakterisierung des Zugkriechens verwendet. Abb. 6.1 zeigt die auf die Durchbiegung bezogenen Kriechzahlen  $\varphi_\delta(t)$  für 7, 60 und 370 Tage unter Dauerlast für die gerissenen und ungerissenen wärmebehandelten Probekörper, die mit der Referenzmischung hergestellt wurden (Serie a. und b. in Tab. 5.6).

Das Diagramm in Abb. 6.1 zeigt, dass die Kriechzahlen der meisten Probekörper, die 7 Tage belastet wurden, nur gering voneinander abweichen und die Kriechzahlen mit zunehmender Belastungsdauer zunehmen. Die vertikale Übereinstimmung weist darauf hin, dass das Kriechverhalten für diese Probekörper nahezu unabhängig von der Höhe der Dauerlast ist. Der horizontale Abstand zwischen den Punkten derselben Farbe kann als Streuung der Kriechzahlen angesehen werden. Die unbelasteten Probekörper ergaben insgesamt kleinere Kriechzahlen als die vorbelasteten Probekörper. Dieser Unterschied wird mit zunehmender Belastungsdauer grösser.

Im Allgemeinen sind die Kriechzahlen, die mit der Gleichung (6-3) berechnet wurden, sehr klein und deutlich niedriger als bei normalfestem Beton. Mit Ausnahme von zwei Probekörper (PK06Wb. und PK05Wb.) wiesen die anderen Probekörper nach 370 Tagen immer noch Kriechzahlen kleiner als 0,3 auf.

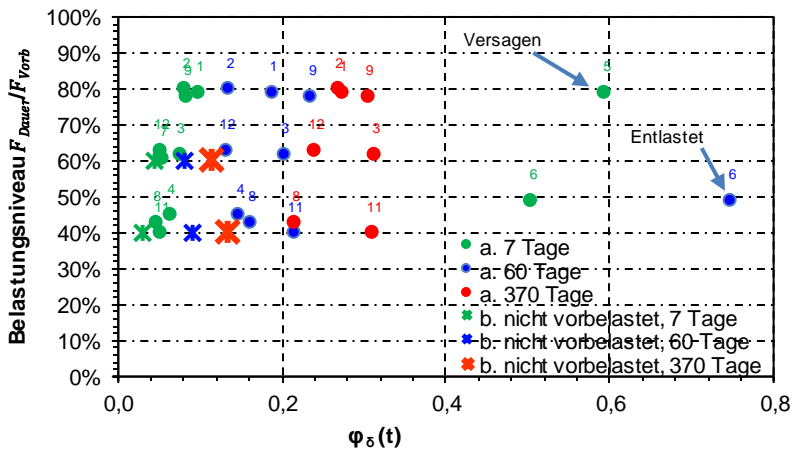


Abb. 6.1: Kriechzahlen  $\varphi_\delta$  in Bezug zum Belastungsniveau (angegeben in % der Kraft am Ende der Vorbelastung) für die wärmebehandelten Balken mit einer Belastungsdauer von 7, 60 und 370 Tagen (Serie a. und b. in Tab. 5.6). Die Zahl neben den eingetragenen runden Punkten zeigt die Nummer in der jeweiligen Probekörperbezeichnung PK X Wb. an

Im Folgenden werden die Kriechzahlen in Bezug auf andere Parameter untersucht und anhand von Diagrammen dargestellt, um mögliche Korrelationen zwischen diesen Parametern und dem Kriechverhalten erkennen zu können.

In Abb. 6.2 werden die Kriechzahlen  $\varphi_\delta(t)$  aus Abb. 6.1 in Bezug zu den absoluten Dauerlasten dargestellt. Auch in dieser Darstellung scheinen die Kriechzahlen der

meisten Probekörper keine Abhängigkeit von der Belastung zu zeigen, da die Probekörper mit höheren Lasten nahezu identische Kriechzahlen aufweisen wie die Probekörper mit niedrigeren absoluten Dauerlasten.

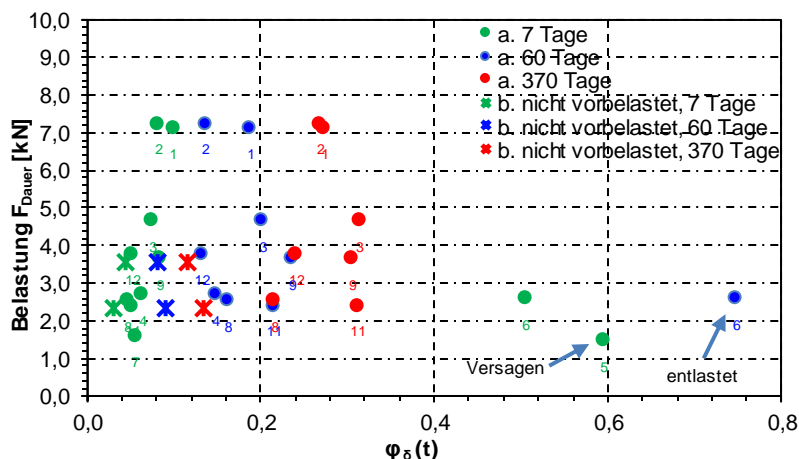


Abb. 6.2: Kriechzahlen  $\phi_\delta$  in Bezug zu der absoluten Belastung der Balken für eine Belastungsdauer von 7, 60 und 370 Tagen (Serie a. und b. in Tab. 5.6). Die Zahl neben den eingetragenen runden Punkten zeigt die Nummer in der jeweiligen Probekörperbezeichnung PK X Wb. an

Auf Basis der in Abb. 6.1 und in Abb. 6.2 gewählten Darstellung ist eine Begründung für die größere Kriechdehnung von Probekörper 5 und 6 sowie für die Streuung der anderen Probekörper einzig über die absolute Belastung nur bedingt möglich. Denn das Verhalten bei der Vorbelastung und das Nachrissverhalten, d. h. ob die Probekörper bereits bei der Vorbelastung die Maximallast in deren Last-Verformungskurve erreicht haben oder nicht, können einen Einfluss auf das Verhalten unter Dauerlast haben. Wenn die Maximallast bei der Vorbelastung noch nicht erreicht wurde und demnach noch unbekannt ist, könnte die tatsächliche Dauerlast auch falsch angenommen werden.

In Abb. 6.3 werden die Kriechzahlen  $\phi_\delta(t)$  in Bezug auf das Verhalten der Durchbiegung bei Maximallast und am Ende der Vorbelastung ( $x_{Fmax}/x_{end}$ ) dargestellt. Diejenigen Probekörper, die ein Verhältnis von 100% zeigen, erreichten die Maximallast am Ende der Vorbelastung. Die Probekörper, die ein niedrigeres Verhältnis aufweisen, befanden sich am Ende der Vorbelastung in etwa auf dem absteigenden Ast der Last-Verformungskurve. Mit dieser Darstellung scheinen die Probekörper 5 und 6 eine größere Kriechzahl aufzuweisen, welche hinsichtlich des geringeren Verhältnisses  $x_{Fmax}/x_{end}$  eine gute Übereinstimmung liefert: je weiter sich die Probekörper auf dem abfallenden Ast der Last-Verformungskurve befanden, desto größere Kriechzahlen liegen im Ergebnis vor. Allerdings ist es alleine auf Basis dieses Parameters nicht möglich, eine allgemeingültige Tendenz abzuleiten, da die Probekörper 8 und 9 beispielsweise trotz eines Verhältnisses  $x_{Fmax}/x_{end}$  von kleiner als 70% kleine Kriechzahlen aufwiesen.

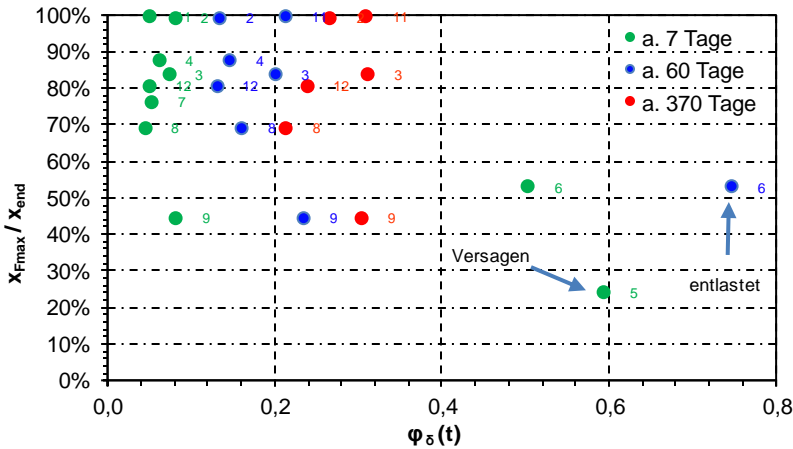


Abb. 6.3: Kriechzahlen  $\phi_5$  in Bezug auf das Verhältnis der Durchbiegung bei Maximallast und der Durchbiegung am Ende der Vorbelastung ( $x_{F_{\max}}/x_{\text{end}}$ ) für eine Belastungsdauer von 7, 60 und 370 Tagen (Serie a. und b. in Tab. 5.6)

Neben dem Verhältnis von  $x_{F_{\max}}/x_{\text{end}}$  können die Probekörper auch bezüglich des Lastabfalls zwischen der Maximallast und der Last am Ende der Vorbelastung ( $F_{\max}/F_{\text{end}}$ ) kategorisiert werden. Durch diesen Parameter wird eine Schädigung infolge Vorbelastung gut sichtbar. Beispielsweise erreichte der Probekörper PK05Wb., bei dem es während der Dauerlastversuche zum Versagen kam, sein Maximum in der Last-Verformungskurve am Anfang der Vorbelastung und wies somit ein niedriges Verhältnis von  $F_{\max}/F_{\text{end}}$  von 0,42 auf. Allerdings zeigt Abb. 6.4, dass keine eindeutige Korrelation zwischen diesem Parameter und der Kriechzahl hergestellt werden kann. So zeigen Probekörper wie PK06Wb. mit einem hohen Wert für das Verhältnis  $F_{\max}/F_{\text{end}}$  oder der Probekörper PK07Wb. mit einem niedrigen  $F_{\max}/F_{\text{end}}$  entgegen den Erwartungen keine Korrelation mit diesem Parameter.

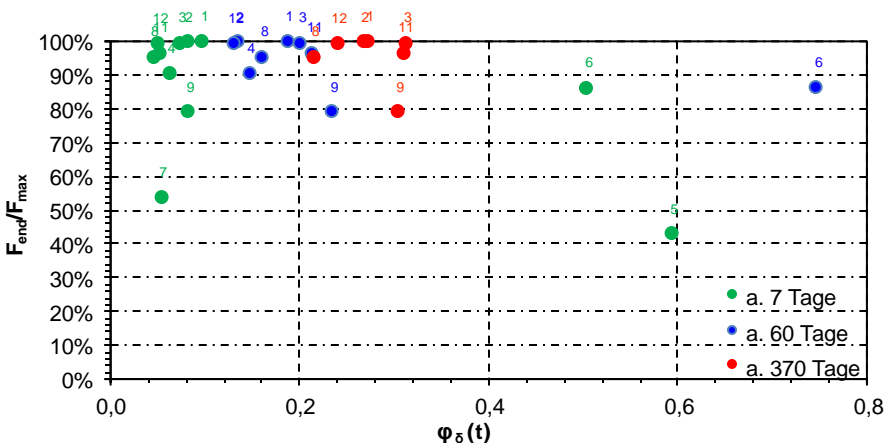


Abb. 6.4: Kriechzahlen  $\phi_5$  in Bezug auf das Verhältnis zwischen der Maximallast und der Last am Ende der Vorbelastung ( $F_{\text{end}}/F_{\max}$ ) für eine Belastungsdauer von 7, 60 und 370 Tagen (Serie a. und b. in Tab. 5.6)

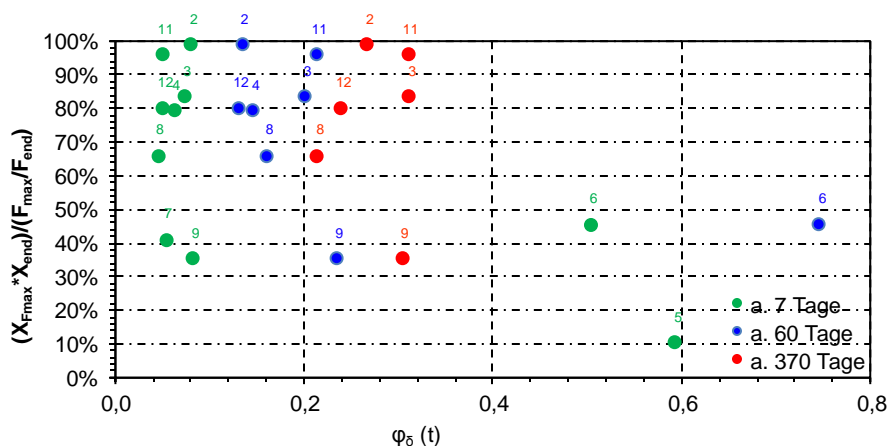


Abb. 6.5: Kriechzahlen  $\phi_5$  in Bezug auf das Verhältnis der Durchbiegung bei Maximallast zur Durchbiegung am Ende der Vorbelastung ( $X_{Fmax} / X_{end}$ ), der Maximallast zur Last am Ende der Vorbelastung ( $F_{max} / F_{end}$ ) und für Belastungsdauern von 7, 60 und 370 Tagen (Serie a. und b. in Tab. 5.6)

Es zeigt sich ebenfalls keine eindeutige Korrelation bei einer Kombination der Verhältnisse  $X_{Fmax} / X_{end}$  und  $F_{max} / F_{end}$  wie sie in Abb. 6.5 dargestellt ist.

Die Ergebnisse der anderen Balken lassen aufgrund der geringen Versuchsanzahl keine belastbaren Aussagen zu Korrelationen bestimmter Parameter mit dem Kriechverhalten einzelner Probekörper(gruppen) zu. Die vergleichenden Auswertungen und Darstellungen dienen dennoch zum Aufzeigen möglicher Tendenzen. In den folgenden Abb. 6.6 und Abb. 6.7 werden die Kriechzahlen nach 28 Tagen für alle Probekörper dargestellt. Ausgenommen davon sind der Balken PK04Wb., bei dem es während der Dauerlast zum Versagen kam, und der Probekörper desselben Stapels (PK07Wb., PK01Wb. Ø0,4 und PK04Wb. Ø0,4; siehe Tab. 5.6, Prüfstand Nr. 1). Die Buchstaben der Versuchsserien in Abb. 6.6 und Abb. 6.7 beziehen sich auf die Probekörperbezeichnungen, wie sie in Tab. 5.1 im Versuchsprogramm aufgeführt sind.

Zwei der drei Probekörper mit einem Faserdurchmesser von 0,4 mm (c.) wiesen ähnliche Kriechzahlen wie die wärmebehandelten Probekörper von der Referenzmischung (a.) in Bereich von 0,2 auf. Durch das schlechtere Nachrissverhalten der Probekörper der Versuchsserie (c.) bei der Vorbelastung und obwohl die absolute Belastung relativ niedrig war, war der Anteil der Belastung am Ende der Vorbelastung mit ca. 90% hoch (siehe Abb. 6.7). Der dritte Probekörper dieser Serie (PK01Wb.Ø0,4), welcher bei der Vorbelastung das schlechteste Nachrissverhalten gezeigt hatte, wies ebenfalls trotz der niedrigeren Belastung größere Kriechzahlen auf.

In der Gruppe der Probekörper mit einem Fasergehalt von 4 Vol.-% (d.) zeigt der Probekörper PK03Wb.4% im Vergleich mit den anderen beiden Probekörpern dieser Serien und den meisten der Versuchsserie (a.) mit 0,35 eine leicht höhere Kriechzahl. Bei der Analyse der Vorbelastung (Abb. 5.11) wird trotz der niedrigen Dauerlast von



39%, ersichtlich, dass sich dieser Probekörper auf dem steil abfallenden Ast der Last-Verformungskurve befand, weshalb sich im Dauerlastversuch größere Verschiebungen zeigten, bis es zur Stabilisierung der Verformungen kam.

Die Kriechzahlen der nicht wärmebehandelten Balken (e.) PK03 k.B. und PK01k.B. lagen auf dem Niveau der Kriechzahlen der Gruppe (a.), wohingegen die Probekörper PK02k.B. und PK05k.B. höhere Kriechzahlen zeigten. Beim Aufbringen der Dauerlast wurde bei PK05k.B. eine sehr kleine Anfangsdurchbiegung gemessen, welche bei im Vergleich zu den anderen Probekörpern ähnlicher Kriechdurchbiegung zu einer größeren Kriechzahl führte. Eine weitere Auffälligkeit bei der Vorbelastung, die diese Abweichung begründen könnte, konnte nicht festgestellt werden.

Die wassergelagerten Probekörper PK01W. Versieg. und PK04W. zeigten im Vergleich zum versiegelten, nicht vorbelasteten und wassergelagerten Probekörper PK05W.; n.Vb.; Versieg. größere Kriechzahlen. Dies kann dadurch begründet werden, dass dieser Probekörper eine im Vergleich kleinere Anfangsdurchbiegung  $\delta(t_0)$  aufwies, sich die Probekörper unter Dauerlast aber nahezu gleich verhielten (Abb. 5.29). Es wurden keine Auffälligkeiten während der Vorbelastung festgestellt, die diesen Unterschied begründen könnten.

Die Kriechzahlen der Probekörper, die mit einem Betonalter von 2 und 13 Tagen belastet wurden (g.), lagen im Vergleich zu den wärmebehandelten Balken (a.) auf einem höheren Niveau. Die vorbelasteten, 2 Tage alten Probekörper PK01k.B. 2T und PK02k.B. 2T wiesen Kriechzahlen zwischen 0,6 und 0,8 auf, während alle 13 Tage alten Probekörper (inklusive des nicht vorbelasteten PK03k.B. n.Vb.13T) Kriechzahlen zwischen 0,3 und 0,4 zeigten. Die Kriechzahl des nicht vorbelasteten PK03k.B. n.Vb.2T lag dagegen unerwarteterweise bei etwa 0,3. Der Probekörper PK02k.B. 2T hatte bei der Vorbelastung ein leicht schlechteres Nachbruchverhalten mit einem deutlichen Abfall der Last nach Erreichen der Maximallast als PK01k.B. 2T. Obwohl die Anfangsdurchbiegung  $\delta(t_0)$  beim Aufbringen der Dauerlast von PK01k.B. 2T größer war, aber auch die Kriechdurchbiegung dieses Probekörpers entsprechend einen höheren Wert aufwies, waren die Kriechzahlen der beiden Probekörper ähnlich.

Zusammenfassend können die nach oben abweichenden Kriechzahlen nur in einigen Fällen (neben der grundsätzlich vorhandenen Streuung der Versuchsergebnisse) mit dem schlechteren Nachbruchverhalten in Verbindung gebracht werden.

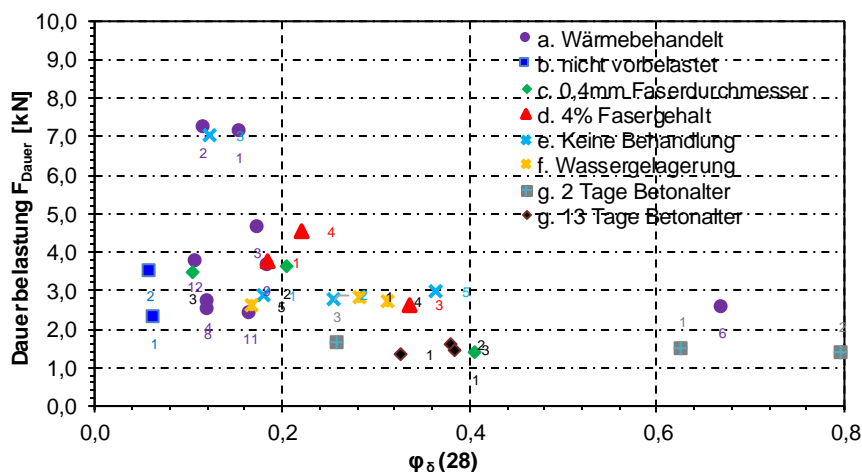


Abb. 6.6: Kriechzahlen  $\varphi_{\delta}$  aller Balken für eine Belastungsdauer von 28 Tagen, in Bezug auf die absolute Dauerbelastung

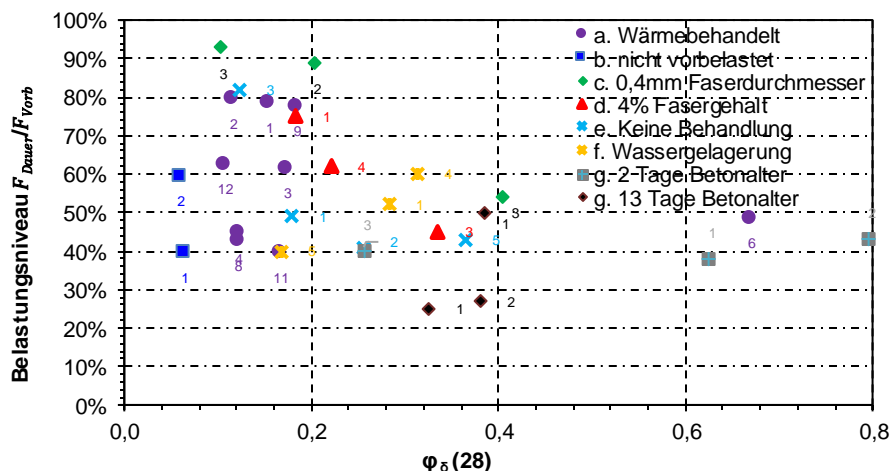


Abb. 6.7: Kriechzahlen  $\varphi_{\delta}$  aller Balken für eine Belastungsdauer von 28 Tagen unter Dauerlast, in Bezug auf das Belastungsniveau angegeben in Prozent der Last am Ende der Vorbelastung

Bei einigen Probekörpern kann die relativ hohe Streuung der Kriechzahlen auf die unterschiedlichen Anfangsdurchbiegungen  $\delta(t_0)$  beim Aufbringen der Dauerlast zurückgeführt werden. Bei den vorbelasteten Probekörpern (Tab. 6.1) weist  $\delta(t_0)$  eine größere Streuung auf als bei den ungerissenen Probekörpern (siehe beispielsweise die Referenzversuche in Tab. 5.3). Aus diesem Grund werden in Abb. 6.8 die Kriechzahlen der Versuchsserien (a.) und (b.) mit der elastischen Durchbiegung  $\delta_{el}$ , die bei der Vorbelastung aufgetreten ist, anstelle der Anfangsdurchbiegung bei Wiederbelastung  $\delta(t_0)$  dargestellt:

$$\varphi_{\delta,el}(t) = \frac{\delta(t) - \delta_{el}}{\delta_{el}} \quad (6-5)$$

Da die elastische Durchbiegung  $\delta_{el}$  im ungerissenen Zustand deutlich kleiner als die Anfangsdurchbiegung bei Wiederbelastung  $\delta(t_0)$  ist, erreichen die berechneten Kriechzahlen der gerissenen Probekörper der Versuchsserie (a.), mit Ausnahme des PK06Wb., Werte zwischen 0,8 und 1,8. Im Gegensatz zu den Darstellungen in Abb. 6.2 bis Abb. 6.5 kann in Abb. 6.8 eine leichte Steigerung der Kriechzahlen mit zunehmenden Belastungsniveau beobachtet werden. Diese Nichtlinearität zwischen der Last und den Kriechzahlen ergibt sich durch die geringe Probekörpersteifigkeit im gerissenen Zustand und entsprechen größeren Verformungen, während sich  $\delta_{el}$  direkt proportional zur Dauerlast verhält. Die horizontalen Abweichungen zwischen den verschiedenen Probekörpern bleiben dennoch nahezu identisch zu denen in den Abb. 6.2 bis Abb. 6.5.

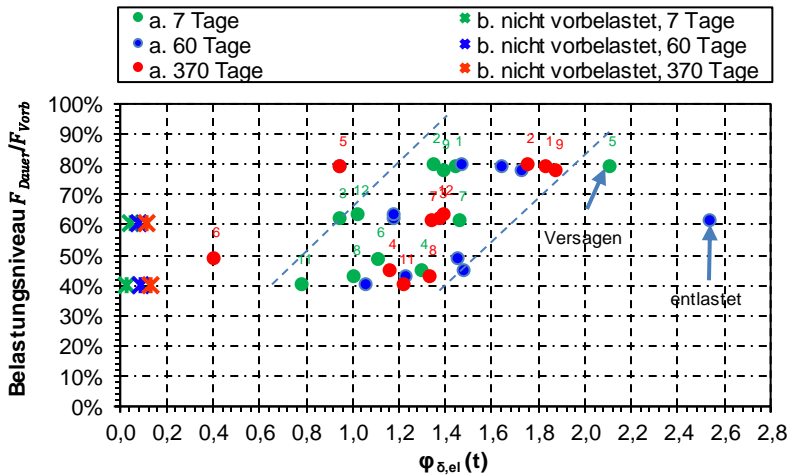


Abb. 6.8: Kriechzahlen  $\varphi_{\delta,el}$  in Bezug auf das Belastungsniveau in Prozent von der Kraft am Ende der Vorbelastung für eine Belastungsdauer von 7, 60 und 370 Tagen (Probekörper von Serie a. und b. in Tab. 5.6)

Die in den Abb. 6.1 bis Abb. 6.8 verwendeten Daten sowie weitere Details sind in Tab. 6.1 aufgeführt.

Tab. 6.1: Zusammenfassung der Kriechdurchbiegungen bei den Dauerlastversuchen an Balken

Belast.			Durchbiegung [mm]										Kriechzahlen [-]						
Nr.	Bezeichnung bei den Dauerlastvers.	Dauer [Tage]	Bei der Belast.	1 Tage	3 Tage	7 Tage	28 Tage	60 Tage	110 Tage	220 Tage	370 Tage	$\varphi(1)$	$\varphi(3)$	$\varphi(7)$	$\varphi(28)$	$\varphi(60)$	$\varphi(110)$	$\varphi(220)$	$\varphi(370)$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	PK07Wb.	147	0,79	0,02	0,02	0,04	0,43	0,40	0,43	-	-	0,03	0,03	0,05	0,54	0,51	0,55		
2	PK05Wb.	22	0,54	0,06	0,19	0,32	-	-	-	-	-	0,11	0,36	0,59					
3	PK01Wb. Ø0,4	147	0,47	0,06	0,08	0,10	0,19	0,23	0,25	-	-	0,12	0,17	0,20	0,41	0,49	0,53		
4	PK04Wb. Ø0,4	147	0,34	0,04	0,10	0,11	0,45	0,47	0,48	-	-	0,12	0,29	0,32	1,33	1,39	1,41		
5	PK04Wb.	147	1,04	0,02	0,05	0,07	0,13	0,15	0,18	-	-	0,02	0,05	0,06	0,12	0,15	0,18		
6	PK06Wb.	147	0,67	0,26	0,30	0,34	0,45	0,50	0,56	-	-	0,39	0,44	0,50	0,67	0,75	0,84		
7	PK03Wb.	522	1,50	0,06	0,08	0,11	0,26	0,30	0,37	0,46	0,47	0,04	0,05	0,07	0,17	0,20	0,25	0,30	0,31
8	PK04Wb. 4%	522	1,10	0,05	0,10	0,13	0,24	0,32	0,46	0,65	0,75	0,04	0,09	0,12	0,22	0,29	0,42	0,59	0,68
9	PK01Wb. 4%	152	1,62	0,06	0,11	0,14	0,30	0,37	0,55	-	-	0,04	0,07	0,08	0,18	0,23	0,34		
10	PK02Wb. Ø0,4	152	0,57	0,02	0,04	0,05	0,12	0,13	0,19	-	-	0,04	0,07	0,09	0,20	0,23	0,33		
11	PK03Wb. Ø0,4	152	0,60	0,01	0,02	0,03	0,06	0,09	0,14	-	-	0,02	0,03	0,05	0,10	0,15	0,23		
12	PK02Wb.	529	2,65	0,10	0,15	0,21	0,30	0,36	0,39	0,45	0,71	0,04	0,06	0,08	0,11	0,13	0,15	0,17	0,27
13	PK01Wb.	529	2,75	0,13	0,22	0,27	0,42	0,51	0,59	0,67	0,75	0,05	0,08	0,10	0,15	0,19	0,21	0,24	0,27
14	PK03kB.	529	3,10	0,11	0,19	0,21	0,38	0,47	0,54	0,65	0,68	0,03	0,06	0,07	0,12	0,15	0,18	0,21	0,22
15	PK01kB.	529	0,89	0,02	0,04	0,05	0,16	0,19	0,21	0,26	0,27	0,03	0,05	0,06	0,18	0,21	0,24	0,29	0,30
16	PK02kB.	529	0,80	0,04	0,05	0,10	0,20	0,23	0,31	0,45	0,48	0,04	0,06	0,13	0,26	0,29	0,39	0,57	0,61
17	PK03Wb. 4%	529	0,58	0,03	0,07	0,11	0,20	0,20	0,22	0,25	0,27	0,05	0,12	0,18	0,34	0,34	0,38	0,43	0,47
18	PK08Wb.	399	0,89	0,02	0,03	0,04	0,11	0,14	0,16	0,18	0,19	0,02	0,03	0,05	0,12	0,16	0,18	0,20	0,21
19	PK11Wb.	399	0,83	0,02	0,04	0,04	0,14	0,18	0,21	0,26	0,26	0,02	0,04	0,05	0,17	0,21	0,26	0,31	0,31
20	PK01Wb. n.Vb.	399	0,88	0,01	0,02	0,03	0,06	0,08	0,09	0,09	0,12	0,01	0,02	0,03	0,06	0,09	0,10	0,11	0,13
21	PK12Wb.	399	1,57	0,04	0,05	0,08	0,17	0,21	0,23	0,35	0,37	0,02	0,04	0,05	0,11	0,13	0,15	0,23	0,24
22	PK09Wb.	399	1,48	0,05	0,11	0,12	0,27	0,35	0,40	0,47	0,45	0,04	0,07	0,08	0,18	0,23	0,27	0,32	0,30
23	PK02Wb. n.Vb.	399	1,29	0,01	0,02	0,06	0,08	0,11	0,12	0,13	0,15	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,10	0,11
24	PK03kB. n.Vb.2T	383	1,13	0,07	0,17	0,20	0,29	0,32	0,33	0,34	0,36	0,06	0,15	0,18	0,26	0,28	0,29	0,30	0,32
25	PK01kB. 2T	383	1,14	0,16	0,40	0,55	0,72	0,80	0,82	0,90	0,91	0,14	0,35	0,48	0,63	0,70	0,72	0,79	0,80
26	PK02kB. 2T	383	0,69	0,14	0,37	0,45	0,55	0,58	0,60	0,65	0,66	0,20	0,53	0,65	0,80	0,84	0,87	0,95	0,96
27	PK05kB.	382	0,40	0,04	0,07	0,10	0,15	0,19	0,23	0,26	0,28	0,11	0,18	0,25	0,36	0,47	0,59	0,66	0,70
28	PK01W. Versieg.	382	0,62	0,05	0,05	0,10	0,18	0,24	0,27	0,32	0,34	0,07	0,09	0,17	0,28	0,39	0,44	0,51	0,54
29	PK04W.	382	0,63	0,05	0,10	0,11	0,20	0,26	0,30	0,33	0,36	0,08	0,15	0,18	0,31	0,42	0,48	0,53	0,58
30	PK05W. n.Vb. Versieg.	382	0,80	0,04	0,06	0,08	0,13	0,20	0,24	0,28	0,31	0,05	0,07	0,10	0,17	0,25	0,29	0,35	0,39
31	PK02kB. 13T	371	0,42	0,05	0,09	0,12	0,16	0,21	0,26	0,29	0,29	0,12	0,20	0,27	0,38	0,50	0,62	0,68	0,69
32	PK03kB. n.Vb.13T	371	0,24	0,02	0,03	0,04	0,09	0,13	0,16	0,19	0,19	0,07	0,14	0,19	0,39	0,53	0,66	0,77	0,80
33	PK01kB. 13T	371	0,59	0,05	0,10	0,13	0,19	0,24	0,30	0,32	0,32	0,09	0,17	0,21	0,33	0,41	0,50	0,54	0,54

### 6.1.2 Zugversuche

Eine Auswertung der Kriechzahlen der Zugknochen wird auf die ersten Monate unter Dauerlast beschränkt, da in diesem Zeitraum die Luftfeuchtigkeit in der Umgebung der Probekörper einen relativ konstanten Wert aufwies und eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch eine Änderung der Luftfeuchtigkeit daher weitestgehend ausgeschlossen werden kann. Tab. 6.2 enthält eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Dauerlastversuche.

In den folgenden Abb. 6.9 und Abb. 6.10 werden alle Ergebnisse der wärmebehandelten Zugknochen in Bezug zum Belastungsniveau, angegeben in Prozent der Last am Ende der Vorbelastung, sowie in Bezug auf die absolute Belastung dargestellt. Bezogen auf diese können ähnliche Aussagen wie bei den Auswertungen der Balken getroffen werden. Ein Großteil der Kriechzahlen (Tab. 6.2) liegt im Bereich von 0 bis 0,2. Lediglich die beiden Probekörper PKA02Wb. und PKA11Wb. weisen eine deutlich höhere Kriechzahl auf. Dies kann nicht mit dem Nachrissverhalten bei der Vorbelastung begründet werden, weil sich beide Probekörper bei der Vorbelastung auf der Last-Verformungskurve noch im Bereich der Maximallast befanden.

Abb. 6.11 zeigt die Kriechzahlen aller Probekörper, die unter Zug belastet wurden. Hier ist es wiederum schwierig, einen Zusammenhang zwischen dem Belastungsniveau und den Kriechdehnungen zu erkennen.

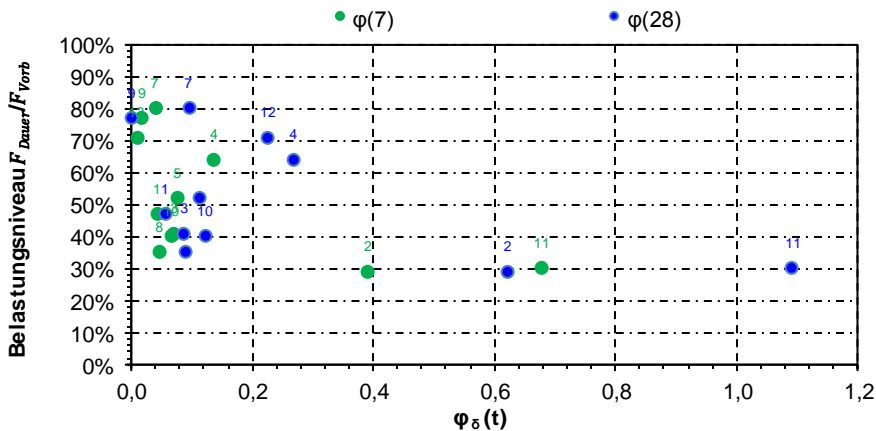


Abb. 6.9: Kriechzahlen  $\varphi(t)$  in Bezug auf das Belastungsniveau in Prozent der Last am Ende der Vorbelastung nach 7 und 28 Tagen für die wärmebehandelten Probekörper mit der Referenzmischung (Serie a. in Tab. 5.8)

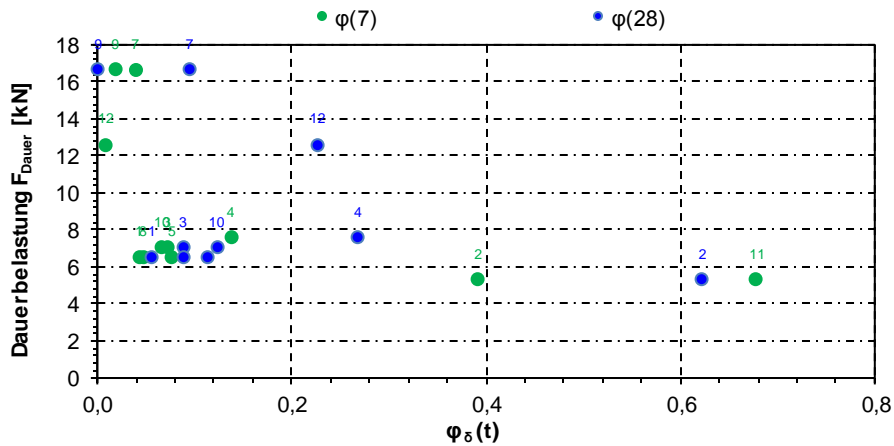


Abb. 6.10: Kriechzahlen  $\varphi(t)$  in Bezug auf die absolute Belastung nach 7 und 28 Tagen für die wärmebehandelten Probekörper mit der Referenzmischung (Serie a. in Tab. 5.8)

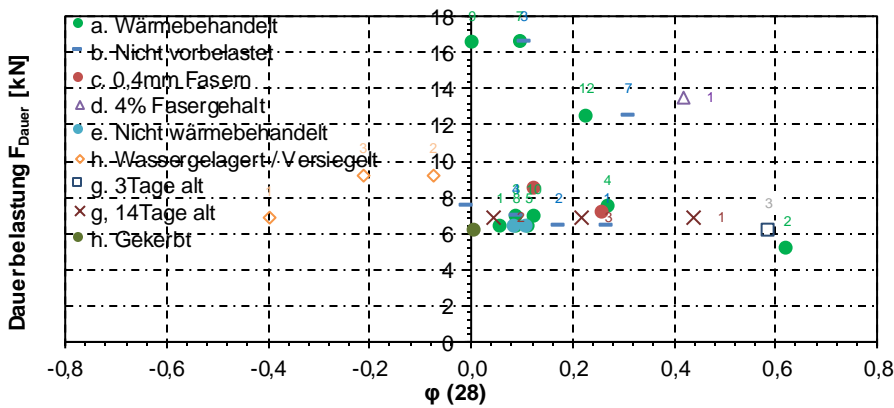


Abb. 6.11: Kriechzahlen  $\varphi(t)$  aller Probekörper nach 28 Tagen unter uniaxialer Zugbeanspruchung (alle Serien in Tab. 5.8)

Tab. 6.2: Zusammenfassung der Ausdehnungen bei den uniaxialen Zugversuchen

Nr.	Probekörper- bezeichnung	Belast.- Dauer [Tage]	Ausdehnung [mm]										Kriechzahlen [-]						
			Static	1 Tage	3 Tage	7 Tage	28 Tage	60 Tage	110 Tage	220 Tage	380 Tage	φ(1)	φ(3)	φ(7)	φ(28)	φ(60)	φ(110)	φ(220)	φ(380)
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	PKA02Wb. Ø0.4	521	0,076	0,0063	0,0068	0,0067	0,0095	0,0093	0,0197	0,0226	0,0164	0,08	0,09	0,09	0,13	0,12	0,26	0,30	0,22
2	PKA03Wb. Ø0.4	521	0,071	0,0123	0,0140	0,0139	0,0184	0,0190	0,0291	0,0298	0,0217	0,17	0,20	0,20	0,26	0,27	0,42	0,42	0,31
3	PKA02Wb.	521	0,032	0,0059	0,0107	0,0124	0,0197	0,0208	0,0361	0,0372	0,0235	0,19	0,34	0,39	0,62	0,66	1,14	1,18	0,74
4	PKA11Wb.	521	0,023	0,0084	0,0136	0,0157	0,0253	0,0287	0,0505	0,0644	0,0652	0,36	0,59	0,68	1,09	1,24	2,18	2,78	2,82
5	PKA01Wb.	141	0,102	0,0039	0,0042	0,0045	0,0058	0,0036	0,0102	-	-	0,04	0,04	0,04	0,06	0,04	0,10	-	-
6	PKA05Wb.	141	0,046	0,0043	0,0041	0,0036	0,0053	0,0023	0,0142	-	-	0,09	0,09	0,08	0,11	0,05	0,31	-	-
7	PKA08Wb.	141	0,049	0,0024	0,0023	0,0023	0,0043	0,0026	0,0101	-	-	0,05	0,05	0,05	0,09	0,05	0,21	-	-
8	PKA03k.B.	141	0,019	0,0057	0,0083	0,0094	0,0167	0,0178	0,0372	-	-	0,30	0,43	0,49	0,87	0,93	1,94	-	-
9	PKA02k.B.	141	0,065	0,0031	0,0039	0,0040	0,0071	0,0063	0,0188	-	-	0,05	0,06	0,06	0,11	0,10	0,29	-	-
10	PKA01Wb. n.Vb.	141	0,021	0,0041	0,0048	0,0049	0,0057	0,0041	0,0113	-	-	0,19	0,23	0,23	0,27	0,19	0,54	-	-
11	PKA01k.B.	141	0,112	0,0039	0,0066	0,0065	0,0096	0,0063	0,0340	-	-	0,03	0,06	0,06	0,09	0,06	0,30	-	-
12	PKA02k.B. n.Vb.	141	0,017	-0,0013	0,0008	0,0006	0,0029	-0,0006	0,0145	-	-	-0,08	0,04	0,04	0,17	-0,03	0,85	-	-
13	PKA09Wb.	521	0,121	0,0018	0,0022	0,0023	0,0002	0,0073	0,0233	0,0260	0,0303	0,01	0,02	0,02	0,00	0,06	0,19	0,22	0,25
14	PKA07Wb.	521	0,210	-0,0053	0,0032	0,0084	0,0201	0,0446	0,0801	0,1165	0,1240	-0,03	0,02	0,04	0,10	0,21	0,38	0,55	0,59
15	PKA03Wb. n.Vb.	521	0,153	0,0065	0,0125	0,0185	0,0160	0,0461	0,0664	0,3829	0,3854	0,04	0,08	0,12	0,10	0,30	0,43	2,50	2,52
16	PKA04Wb. n.Vb.	112	0,059	0,0021	0,0028	0,0032	0,0052	0,0039	0,0098	-	-	0,04	0,05	0,05	0,09	0,07	0,17	-	-
17	PKA03Wb.	112	0,028	0,0013	0,0022	0,0020	0,0025	0,0002	0,0087	-	-	0,05	0,08	0,07	0,09	0,01	0,31	-	-
18	PKA10Wb.	112	0,145	0,0069	0,0091	0,0098	0,0179	0,0156	0,0385	-	-	0,05	0,06	0,07	0,12	0,11	0,27	-	-
19	PKA06Wb.4%	129	0,029	0,0046	0,0061	0,0065	0,0120	0,0093	0,0211	-	-	0,16	0,21	0,23	0,42	0,33	0,74	-	-
20	PKA05Wb. n.Vb.	129	0,049	0,0010	0,0009	0,0012	-0,0005	-0,0041	-0,0029	-	-	0,02	0,02	0,02	-0,01	-0,08	-0,06	-	-
21	PKA04Wb.	129	0,083	0,0051	0,0099	0,0114	0,0223	0,0228	0,0290	-	-	0,06	0,12	0,14	0,27	0,28	0,35	-	-
22	PKA12Wb.	409	0,224	-0,0015	-0,0008	0,0022	0,0509	0,0736	0,3119	0,3073	0,3282	-0,01	0,00	0,01	0,23	0,33	1,39	1,37	1,46
23	PKA06Wb. n.Vb.	409	0,363	0,0668	0,0748	0,0917	0,1123	0,1168	0,1155	0,1005	0,1234	0,18	0,21	0,25	0,31	0,32	0,32	0,28	0,34
24	PKA02 geker.	392	0,254	0,0045	0,0061	0,0055	0,0011	0,0016	-0,0031	-0,0126	-0,0065	0,02	0,02	0,02	0,00	0,01	-0,01	-0,05	-0,03
25	PKA01k.B.3T	392	0,030	0,0026	0,0068	0,0117	0,0175	0,0190	0,0164	0,0145	0,0204	0,09	0,23	0,39	0,59	0,64	0,55	0,49	0,68
26	PKA02k.B.3T n.Vb	392	0,017	0,0004	0,0019	0,0057	0,0155	0,0161	0,0167	0,0147	0,0249	0,03	0,11	0,33	0,90	0,93	0,97	0,85	1,44
27	PKA03k.B.14T	381	0,080	0,0281	0,0310	0,0308	0,0352	0,0337	0,0327	0,0210	0,0432	0,35	0,39	0,39	0,44	0,42	0,41	0,26	0,54
28	PKA04k.B.14T	381	0,067	0,0027	0,0037	0,0029	0,0031	-0,0032	-0,0099	-0,0226	-0,0040	0,04	0,06	0,04	0,05	-0,05	-0,15	-0,34	-0,06
29	PKA05k.B.14T. n.Vb	381	0,037	0,0015	0,0029	0,0049	0,0080	0,0005	-0,0071	-0,0211	-0,0055	0,04	0,08	0,13	0,22	0,08	-0,19	-0,57	-0,15
30	PKA09k.B. n.Vb	381	0,016	0,0026	0,0035	0,0031	0,0035	0,0005	-0,0047	-0,0259	-0,0064	0,17	0,23	0,20	0,22	0,03	-0,30	-1,66	-0,41
31	PKA01W.	381	0,046	-0,0008	-0,0036	-0,0088	-0,0182	-0,0279	-0,0341	-0,0491	-0,0344	-0,02	-0,08	-0,19	-0,40	-0,61	-0,75	-1,08	-0,75
32	PKA10W. Versieg. n.Vb	381	0,016	0,0078	0,0119	0,0170	-0,0012	-0,0083	-0,0173	0,0465	-0,0324	0,48	0,74	1,06	-0,07	-0,52	-1,07	-2,89	-2,02
33	PKA02W. Versieg.	381	0,036	0,0130	0,0175	0,0189	-0,0076	-0,0139	-0,0235	-0,0361	-0,0131	0,36	0,49	0,52	-0,21	0,05	-0,65	-1,00	-0,36
34	PKA06W. Versieg.	381	0,031	0,0117	0,0148	0,0161	0,0063	0,0015	-0,0026	-0,0213	-0,0136	0,38	0,48	0,53	0,21	0,05	-0,09	-0,70	-0,44

## 6.2 Dauerstandverhalten von gerissenem UHPFRC

### 6.2.1 Dauerstandverhalten von normalfestem Beton

In *DIN EN 1992-1-1* erfolgt die Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen auf die uniaxiale Druck- und Zugfestigkeit von Beton bei der Berechnung der jeweiligen Bemessungswerte  $f_{cd}$  und  $f_{ctd}$  durch die Faktoren  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$ :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (6-6)$$

wobei  $f_{ck}$  und  $f_{ctk}$  für die charakteristische Druck- und Zugfestigkeit des Betons stehen und  $\gamma_c$  der Teilsicherheitsbeiwert für Beton ist, der mit dem Wert 1,5 anzunehmen ist. Die Werte der Faktoren  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$  sind in den jeweiligen nationalen Anhängen aufgeführt und liegen, je nach Belastungsdauer, im Bereich von 0,85 und 1,00.

Untersuchungen zum Dauerstandverhalten von normalfestem Beton wurden von *Rüsch (1956)* durchgeführt. Dabei wurden Probekörper mit Dauerbelastungen zwischen 50 und 90% der Kurzzeitfestigkeit über einen Zeitraum von einem Jahr belastet. Ein Versagen trat nach 3 Tagen für eine Belastung von 80% und nach 70 Tagen für eine Belastung von 75% ein. Die Ergebnisse der Untersuchungen und ein Schema des Dauerlastprüfstandes zeigt Abb. 6.12. Auf Basis dieser Ergebnisse und weiteren Untersuchungen von *Rüsch (1960)* konnte eine Dauerstandfestigkeit von normalfestem Beton von 70 bis 80% der Kurzzeitfestigkeit ermittelt werden. Diese Werte sind kleiner als der berücksichtigte Wert  $\alpha_{cc} = 0,85$  und beziehen sich auf die 28-Tage-Druckfestigkeit. Unter Berücksichtigung des Nacherhärtens des Betons verringert sich die Differenz zwischen dem verwendeten Faktor  $\alpha_{cc}$  und den experimentellen Ergebnissen deutlich (*Grasser (1968)*).

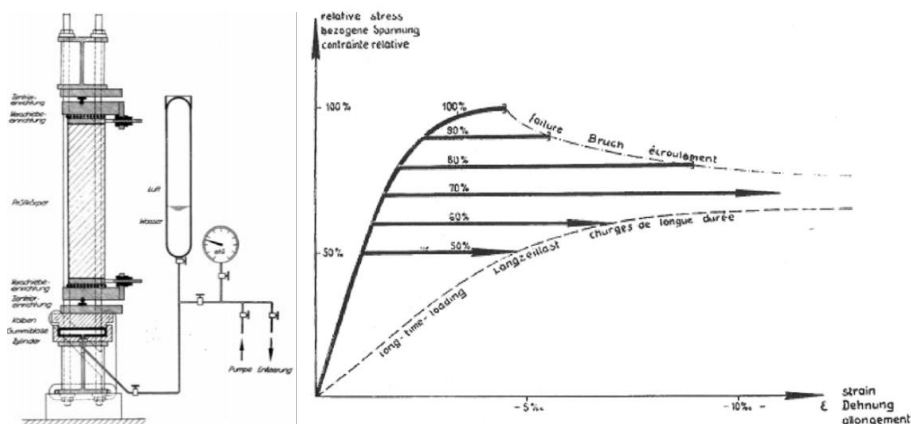


Abb. 6.12: Versuchsaufbau und Versuchsergebnisse von *Rüsch (1956)* über die Dauerstandfestigkeit von normalfestem Beton unter uniaxialer Druckspannung



## 6.2.2 Dauerstandverhalten von UHPFRC

### 6.2.2.1 Druckbeanspruchung

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit für UHPFRC nach den *AFGC Recommendations (2013)* berechnet sich nach derselben Gleichung (6-6) aus *DIN EN 1992-1-1*. Der Faktor  $\alpha_{cc}$  wird gleich 0,85 gesetzt. Nach *SIA Richtlinie 2052* erfolgt die Berechnung des Bemessungswertes über die folgende Gleichung:

$$f_{Ucd} = \eta_t \cdot \eta_{fU1} \cdot \eta_{fU2} \cdot \frac{f_{Uck}}{\gamma_U} \quad (6-7)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_U$  wird gleich 1,5 gesetzt. Der Wert  $f_{Uck}$  beschreibt die charakteristische Druckfestigkeit und  $\eta_t$  ist das Äquivalent zu dem Faktor  $\alpha_{cc}$  aus *DIN EN 1992-1-1* und wird gleich 1,00 gesetzt. Weiterhin finden sich in Gleichung (6-7) zwei Beiwerte:  $\eta_{fU1} = 0,85$  ist ein Faktor, über den das geringe Verformungsvermögen von UHPFRC unter Druck berücksichtigt wird und  $\eta_{fU2} = 0,67$  ist ein weiterer Faktor für Bauteile unter Druckbeanspruchung.

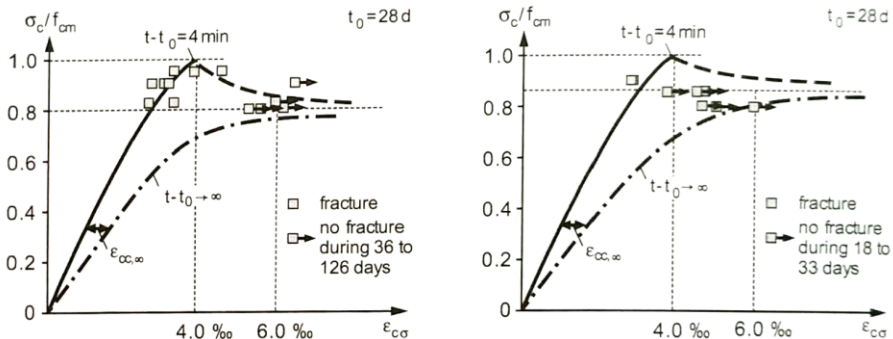


Abb. 6.13: Untersuchungen zum Dauerstandverhalten von zwei UHPFRC-Mischungen (*Anders und Müller (2014)*)

*Anders und Müller (2014)* untersuchten anhand zweier UHPFRC-Mischungen das Dauerstandverhalten unter Druckbeanspruchung (siehe Abb. 6.13). Mit einem Betonalter von einem Tag lag die Dauerstandfestigkeit im Bereich von 90% der Festigkeit zu diesem Betonalter. Bei einem Betonalter von 28 Tagen betrug die Dauerstandfestigkeit, je nach Mischung, zwischen 80 und 85%. Diese Werte liegen etwas oberhalb derer von normalfestem Beton von *Rüsch (1956)*. Nach einer Wärmebehandlung sank die Dauerstandfestigkeit für eine Mischung auf ca. 75%. Für die anderen UHPFRC-Mischungen wurde kein Einfluss festgestellt. Außerdem zeigten die gleichen Mischungen ohne Stahlfasern eine Dauerlastfestigkeit von 60 bis 70% der Kurzzeitfestigkeit.

Trotz des Bedarfs an weiteren Forschungsaktivitäten entspricht der Faktor  $\alpha_{cc}$  gleich 0,85 aus den *AFGC Recommendations (2013)* im Wesentlichen den Versuchsergebnissen von *Anders und Müller (2014)*. Weiterhin ist zu beachten, dass das Nacherhärten von Beton nach den 28 Tagen bei wärmebehandeltem UHPFRC unbedeutend ist (siehe Abschnitt 5.7.1).

### 6.2.2.2 Zugbeanspruchung

Für den Bemessungswert an der elastischen Grenze  $f_{cta}$  unter Zugbeanspruchung wird gemäß *AFGC Recommendations (2013)* die gleiche Formel (6-6) wie unter Druckbeanspruchung verwendet. Für den Bemessungswert der Faser-Nachrisszugfestigkeit wird zusätzlich ein von der Faserausrichtung abhängiger Faktor  $K$  hinzugefügt:

$$f_{cd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot K} \quad (6-8)$$

In diesem Fall wird nach *AFGC Recommendations (2013)* der Faktor  $\alpha_{ct}=1.0$  angenommen werden. Der Faktor  $k$  soll je nach Nachweisformat zu 1,25 oder 1,75 gesetzt werden.

In der schweizerischen *SIA Richtlinie 2052* werden die Bemessungswerte wie folgt berechnet:

$$f_{Utd} = \eta_t \cdot \eta_{hU} \cdot \eta_k \cdot \frac{f_{Utk}}{\gamma_U} \quad \text{und} \quad f_{Ute} = \eta_t \cdot \eta_{hU} \cdot \eta_k \cdot \frac{f_{Utek}}{\gamma_U} \quad (6-9)$$

Hier ist der Faktor für die Ausrichtung der Faser  $\eta_k=0,90$  oder  $0,75$ , je nach Nachweisformat. Zusätzlich wird ein Faktor  $\eta_{hU}$  verwendet, der für die Plattendicke steht. Dieser Wert verringert sich für steigende Bauteildicken von 50 mm bis zu 100 mm linear von 1,0 auf 0,8. Der Faktor  $\eta_t = 1,0$  nimmt denselben Wert wie für die Druckbeanspruchung an.

### 6.2.2.3 Vorschlag zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Nachrisszugfestigkeit von UHPFRC

Anhand der Versuchsergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit wird im Folgenden ein Vorschlag zum Faktor (nachfolgend  $\alpha_{cf}$  genannt) zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Nachrisszugfestigkeit von UHPFRC formuliert. Zur Bestimmung dieses Faktors werden die Ergebnisse der uniaxialen Dauerlastversuche an Probekörpern mit der Referenzmischung (Abschnitt 5.5.2, Serie a. in Tab 5.9) herangezogen. Diese sind in der folgenden Abb. 6.14 dargestellt. Die maximale Belastung unter Dauerlast betrug 80% der mittleren Zugfestigkeit und es kam in den ersten 520 Tagen zu keinem Versagen.

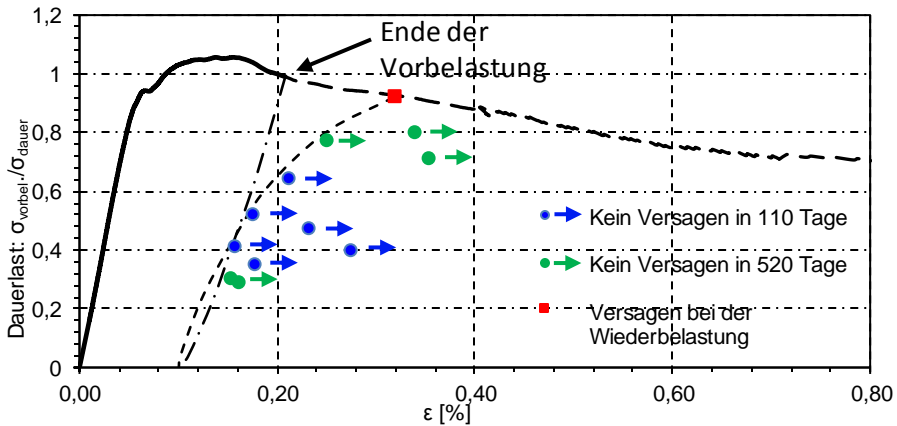


Abb. 6.14: Dauerstandverhalten der Referenzmischung, Probekörper der Serie a. in Tab 5.9

Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse und verglichen mit den Werten, die in der Literatur in den Abschnitten 6.2.1 und 6.2.2 aufgeführt werden, wird für den Faktor  $\alpha_{cf}$  ein Wert von 0,85 vorgeschlagen. Zur Bestätigung dieses Vorschlags empfehlen sich weiterführende Untersuchungen mit einer größeren Probekörperanzahl auf einem höheren Belastungsniveau.

Allerdings zeigen Verformungen der hochbelasteten Probekörper wie PKA07Wb. und PKA12Wb. mit Belastungen von 80 und 71% der Last am Ende der Vorbildlast (Abb. 5.31) und die Tatsache, dass die Probekörper bei höheren Lasten bereits während der Vorbildlast versagt haben, dass ein  $\alpha_{cf} = 1,00$ , wie es in den *AFGC Recommendations (2013)* vorgegeben wird, auf der unsicheren Seite zu liegen scheint.

Der Einfluss des Nacherhärtens ist für wärmebehandelte Probekörper auszuschließen, da die Hydratation des Betons infolge der Wärmebehandlung bereits weitestgehend abgeschlossen ist. Selbst wenn UHPFRC mit zunehmenden Alter (nach 28 Tagen) nur noch marginale Steigerungen der Festigkeit aufweist, sollten unbehandelte Probekörper hinsichtlich des Einflusses des Nacherhärtens vertiefend untersucht werden.

### 6.3 Zusammenfassung

Wie die Ergebnisse in Abb. 6.1 bis Abb. 6.11 zeigen, konnte keine eindeutige Korrelation zwischen den aufgetretenen Kriechdehnungen und den untersuchten Parametern hergestellt werden. Innerhalb eines Streubandes von 30% verhielten sich die Kriechdehnungen der Balken linear zur aufgetragenen Belastung. Die in manchen Fällen aufgetretenen überproportional hohen Kriechzahlen konnten nur bedingt durch das Nachrissverhalten des jeweiligen Probekörpers begründet werden. Für zukünftige Untersuchungen empfiehlt es sich, die Probekörper, die höhere Kriechzahlen aufweisen, per Computertomographie näher zu untersuchen. Durch die CT-Aufnahmen könnte der Einfluss der Faserausrichtung bestimmt werden. Dadurch könnte geklärt werden, ob dieses Verhalten mit einer ungünstigen Faserausrichtung

begründet werden kann und ob diese möglicherweise zu einem örtliche Versagen des Betons am Rissufer durch Mikroabplatzungen geführt hat (siehe Abschnitt 7.1.3).

Bezüglich des Dauerstandverhaltens von UHPFRC scheint der Faktor  $\alpha_{cf} = 0,85$  zutreffend zu sein. Für weiterführende Untersuchungen zum Dauerstandverhalten von UHPFRC im gerissenen Zustand empfiehlt es sich, unterschiedliche Vorbelastungsdehnungen zu testen und gegebenenfalls auch den Einfluss der Faserausrichtung zu untersuchen.

## 7 Untersuchungen zum Faserauszugverhalten

Die im Folgenden aufgeführten Untersuchungen befassen sich mit der einzelnen Stahlfaser in einem definierten Querschnitt. Dabei wird zum einen mithilfe der Computertomographie die Verteilung und Ausrichtung der Stahlfasern im zu untersuchenden Querschnitt bestimmt, zum anderen wird durch Auszugversuche einzelner Stahlfasern deren Auszugverhalten ermittelt.

Gekerbte und nicht gekerbte uniaxiale Zugkörper wurden bis zum Riss belastet und anschließend im Computertomograph gescannt, um die Fasern im Rissquerschnitt zu erfassen. Mit Hilfe der Daten der Computertomographie und der einzelnen Faserauszugsversuche wurde versucht, das Verhalten der Probekörper bei uniaxialem Zug darzustellen. Dieses Verfahren soll dazu dienen, aus den simulierten dreidimensionalen Fasernmodellen zu einer Einschätzung der mechanischen Eigenschaften des Materials zu gelangen (Lo (2017)).

Bereits mehrere Wissenschaftler wie z.B. Naaman (2003) und Nieuwoudt (2016) haben Auszugversuche an einzelnen Fasern in normalfestem Beton durchgeführt. Um zu verstehen, wie die Verbundspannung Faser-UHPC das Materialverhalten beeinflusst, wurden Versuche mit verschiedenen Einbindetiefen, Neigungen, Faserdurchmessern und Arten der Behandlung durchgeführt. Neben der Abschätzung der mechanischen Eigenschaften eines Bauteils können Faserauszugsversuche Kenntnisse über das Verhalten des gerissenen Querschnitts liefern. Ein solches Verfahren, in dem versucht wird, das Verhalten der einzelnen Faser mit dem des Querschnitts zu verknüpfen, wird gemäß Kabele (2007) als „Multiscale“ definiert. Hierbei befasst sich die „Microscale“ mit den einzelnen Fasern und lokalen Defekten, welche Mikrorisse auslösen. Auf der Ebene der „Mesoscale“ wird demnach der Umfang des einzelnen Risses und auf der „Macroscale“ das gesamte Bauteil mit seinen globalen Versagensmechanismen betrachtet.

### 7.1 Stand der Wissenschaft

In dem folgenden Abschnitt wird eine kurze Einführung zu dem Auszugverhalten verschiedener Fasern und dem aktuellen Stand der Wissenschaft gegeben. Während die Makrofasern mit Endverankerung für normalfesten Beton bereits mehrfach untersucht wurden, ist das Verhalten der UHPFRC-typischen Mikrofasern noch wenig erforscht.

Die Lastübertragung von der Faser in den Untergrund kann generell über chemische Haftung, Reibung und mechanische Verankerung erfolgen ((Naaman (2003)), Zhao et al. (2012), etc.). Die chemische Haftung ist dabei abhängig von dem Verbund der Zementteilchen mit der Faser. Übersteigt die eingetragene Last die Haftkraft, wird die Faser ausgezogen, wobei Reibungskräfte dem entgegenwirken. Der dritte Anteil der Lastübertragung, die mechanische Verankerung durch Formschluss, ist generell abhängig von der Faserform. Zur Steigerung der Verankerungskräfte werden die Enden der Fasern beispielsweise mit Haken oder Fasern insgesamt wellenförmig ausgebildet (siehe Abschnitt 2.3.1). Bei den in UHPC üblicherweise verwendeten glatten, geraden Mikrofasern findet diese Art der Kraftübertragung allerdings nicht statt.

### 7.1.1 Verbund zwischen Faser und Beton

Der Vorgang des Faserauszugs lässt sich in zwei Phasen unterteilen: In der ersten Phase wird die Faser aktiviert, wobei die Haftverbundspannung  $\tau_{ba}$  über die einbetonierte Faserlänge progressiv überschritten wird. Sobald an keiner Stelle der Faser mehr eine Haftung mit dem umgebenden Beton besteht, beginnt die zweite Phase: der eigentliche Faserauszug. Das Faserende verlässt seine ursprüngliche Lage und ab diesem Zeitpunkt erfolgt die Lastübertragung lediglich durch Reibungskräfte und ggf. durch mechanische Verankerung. (Pfyl (2003))

Zur Beschreibung der Faserwirksamkeit wird oft die mittlere Verbundspannung  $\tau_m$  über die Faserankerungstiefe  $h_{ef}$  verwendet. Für die Auszugskraft  $N$  wird sie wie folgt berechnet:

$$\tau_{f,m} = \frac{N_{f,max}}{\pi \cdot d_f \cdot h_{ef}} \quad (7-1)$$

wobei  $d_f$  der Faserdurchmesser ist.

Es lassen sich zahlreiche Untersuchungen von endverankerten Stahlfasern in normalfestem Beton in der Literatur finden, bei denen die mechanische Verankerung der Faserenden maßgebend ist (Naaman und Najm (1991), Naaman (2003) und Nieuwoudt (2016)). Da die typischen UHPFRC-Stahlfasern gerade und glatt sind, beschäftigt sich die vorliegende Forschungsarbeit mit dem Verhalten von glatten Fasern. Auszugsversuche an glatten Fasern in normalfestem Beton wurden unter anderem von Naaman und Najm (1991) durchgeführt. Abb. 7.2a zeigt ein zugehöriges Ergebnisbeispiel. In diesem Versuch wurde die maximale Auszugskraft  $N_f$  mit sehr geringen Verschiebungen (Aktivierung) erreicht, woraufhin die Auszugskraft rapide abfiel, um sich dann im weiteren Verlauf der Auszugsphase im vergleichsweise geringen Maße weiter zu verringern. Die maximale Verbundspannung (siehe Abb. 7.2b) betrug ca. 3,2 MPa, was in etwa der Haftverbundspannung  $\tau_{ba}$  entspricht. Nach dem Abfall der Verbundspannung blieb diese im weiteren Verlauf relativ konstant bei ca. 1,2 MPa, was als Reibspannung angenommen wird. Bei der Berechnung der Verbundspannung  $\tau_f$  aus der Auszugskraft  $N_f$  wurde der auftretende Schlupf  $s$  von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  abgezogen (Abb. 7.1):

$$\tau_f = \frac{N_f}{\pi \cdot d_f \cdot (h_{ef} - s)} \quad (7-2)$$

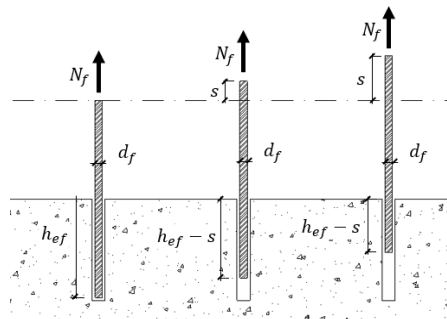


Abb. 7.1: Schematische Darstellung eines Faserauszugs

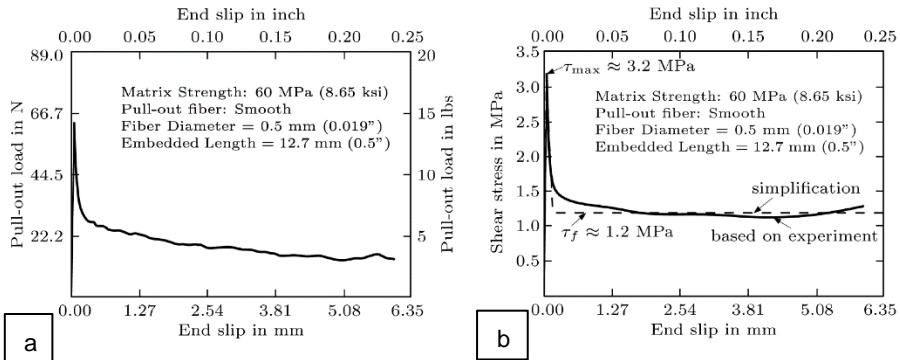


Abb. 7.2: Auszugsversuch mit glatter Stahlfaser in normalfestem Beton, a) Verlauf der Auszugskraft, b) Verlauf der Verbundspannung (Naaman und Najm (1991))

Ein ähnliches Auszugsverhalten wurde auch von anderen Autoren wie beispielsweise *Nieuwoudt (2016)* beobachtet. Da bei endverankerten Stahlfasern die mechanische Verankerung als Art der Lastübertragung maßgebend ist, spielt die Verankerungstiefe nur eine unwesentliche Rolle, sofern der Haken der Stahlfaser im Untergrund bzw. im Beton vollständig eingebunden ist und kein Betonausbruch auftritt. Eine Abhängigkeit der Auszugslast gegenüber der Auszugsgeschwindigkeit konnte von *Nieuwoudt (2016)* nicht festgestellt werden.

Eine der erste Modellierungen des Verbunds von glatten Stahlfasern wurde von *Nammur und Naaman (1989)* als ideal-elastisch-plastisches Schlupf-Verbundspannungsgesetz formuliert (Abb. 7.3a). Eine Weiterentwicklung dieses Ansatzes der die Effekte der Haftung berücksichtigte, erfolgte durch *Nammur und Naaman (1989)*.

*Pfyl (2003)* nutzte dieses Verbundgesetz zur Berechnung und Untersuchung des Auszugsverhaltens einer Faser. In Abb. 7.4 ist die Verbundspannungsverteilung über die Faserverankerungstiefe a) vor, b) während der Aktivierung und c) beim Auszug einer Faser dargestellt. Ein Ergebnis der Arbeiten von *Pfyl (2003)* war die Erkenntnis, dass ein starr-idealplastisches Schlupf-Verbundspannungsgesetz (Abb. 7.3c) -trotz geringerer maximaler Faserkraft- zur Charakterisierung eines Faserauszeuges vollkommen ausreichend ist. Hierbei konnte bezüglich des Verlaufs der Auszugslast nur eine geringe Abweichung gegenüber dem Berechnungsansatz mit dem genaueren Schlupf-Verbundspannungsgesetz von Abb. 7.3b beobachtet werden.

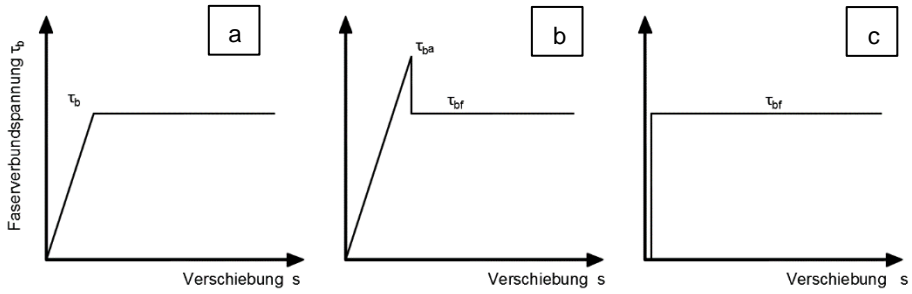


Abb. 7.3: Schlupf-Verbundspannungsgesetze von a) *Nammur und Naaman (1989)*, b) *Nammur und Naaman (1989)* und *Naaman und Najm (1991)* c) vereinfachte Variante von *Pfyl (2003)*

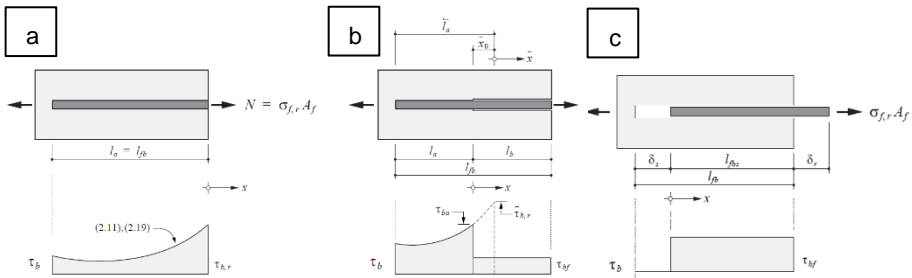


Abb. 7.4: Verbundspannungsverteilung nach *Pfyl (2003)* a) vor, b) während der Faseraktivierung und c) bei dem Auszug der Faser

Darauf aufbauend hat *Leutbecher (2007)* die Rissbreite mit der dazugehörigen Spannung einer Faser, welche einen Riss überbrückt, mit der Analogie eines Bewehrungsstabes verknüpft. Wie in Abb. 7.5a dargestellt, verhält sich der Stahl elastisch. Die Rissbreite ist zum Zeitpunkt der Aktivierung aufgrund des Dehnungsunterschiedes zwischen Beton und Stahl gegeben. Die Aktivierungslänge  $l_{ef}$  wird von *Leutbecher (2007)* wie folgt berechnet:

$$l_{ef} = \frac{\sigma_f \cdot d_f}{4 \cdot \tau_{f,m} \cdot (l_f + \alpha_E \cdot \rho_f)} \quad (7-3)$$

wobei  $\sigma_f$  die Faserspannung im Riss,  $\alpha_E$  das Verhältnis zwischen den Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton und  $\rho_f$  der Fasergehalt ist. Über die Länge  $l_{ef}$  besteht an keiner Stelle mehr Haftung, wodurch sich die Faser im Beton bewegen kann. Die Rissbreite  $w$  wird als Produkt der aktivierten Länge und dem mittleren Dehnungsunterschied zwischen Beton und Stahl  $\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}$  berechnet:

$$w = 2 \cdot l_{ef} \cdot (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7-4)$$

Daraus folgt:

$$w = \frac{\sigma_f^2 \cdot d_f}{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_f)} \quad (7-5)$$



Während der Faserauszugsphase wird  $l_{ef}$  nach *Leutbecher (2007)* wie folgt berechnet

$$l_{ef} = \frac{\delta_a}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_f)} \quad (7-6)$$

Der Ausziehweg  $\delta_a$  wird als die Differenz  $h_{ef} - h_{efs}$  definiert, wobei  $h_{efs}$  die Länge der Faser ist, die während des Auszugs noch im Beton eingebettet ist. Die Rissbreite wird dann unter der vereinfachten Annahme berechnet, dass sich die Spannung an dem Faserende, welches nicht ausgezogen wird, nach Erreichen der Lastspitze gleich verhält wie unter Belastung:

$$w = \delta_a + \frac{\sigma_f^2 \cdot d_f}{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_f)} \quad (7-7)$$

Während der Auszugsphase sinkt die Faserauszugsspannung linear gegen null:

$$\sigma_f = \frac{4 \cdot h_{efs} \cdot \tau_f}{d_f} \quad (7-8)$$

Um den Einfluss des Schwindens zu berücksichtigen, nimmt *Leutbecher (2007)* die Betonverformung  $\varepsilon_{f,shr}$  in die Berechnung der Aktivierungslänge  $l_{ef}$  mit auf:

$$l_{ef} = \frac{\left( \frac{\sigma_f}{1 + \alpha_E \cdot \rho_f} \varepsilon_{f,shr} \cdot E_f \right) \cdot d_f}{4 \cdot \tau_f} \quad (7-9)$$

Der Verlauf der Beziehung zwischen Rissbreite und Faserzugspannung nach diesem Ansatz wird in Abb. 7.6 dargestellt. Das Schwinden wirkt sich dabei nicht auf die maximale Kraft aus, sondern bewirkt bei gleicher Spannung eine Vergrößerung der Rissbreite.

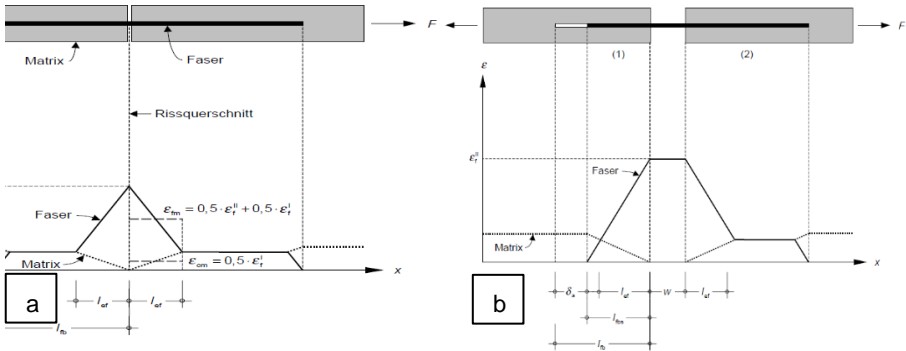


Abb. 7.5: Schema der Dehnungen von Faser und Beton bei einem Riss a) in der Aktivierungs- und b) Auszugsphase (*Leutbecher (2007)*)

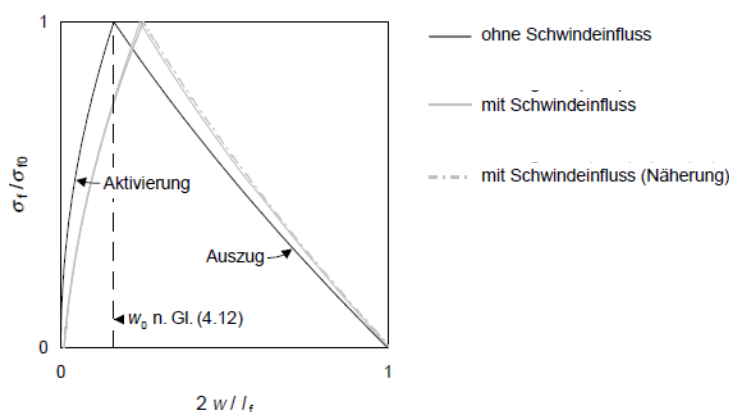


Abb. 7.6: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung einer Faser im Riss mit und ohne Einfluss des Schwindens (*Leutbecher (2007)*)

### 7.1.2 Faserauszug in HPC und UHPC

Stahlfasern weisen sehr gute Verbundeigenschaften in UHPC auf, sodass bei der gewöhnlichen Mikrostaalfaser keine Endverankerung notwendig ist und es auch teilweise zu Faserversagen kommen kann (*Schmidt et al. (2003)*). Dies kann durch die dichte Struktur des Betons begründet werden, da die feinen Anteile des UHPCs die gleiche Größenordnung wie die Rauigkeit herkömmlicher Stahlfasern aufweisen, wodurch eine effektive Verzahnung gewährleistet werden kann. Der geringere Wassergehalt sorgt für eine bessere Übergangsfläche von der Faser zum Beton (ITZ). Darüber hinaus ist bei wärmebehandeltem UHPC die ITZ genau so dicht wie der restliche Zementstein. In Abb. 7.7 wird die durch Rasterelektronenmikroskop-Aufnahme von *Scheydt und Müller (2012)* verdeutlicht.

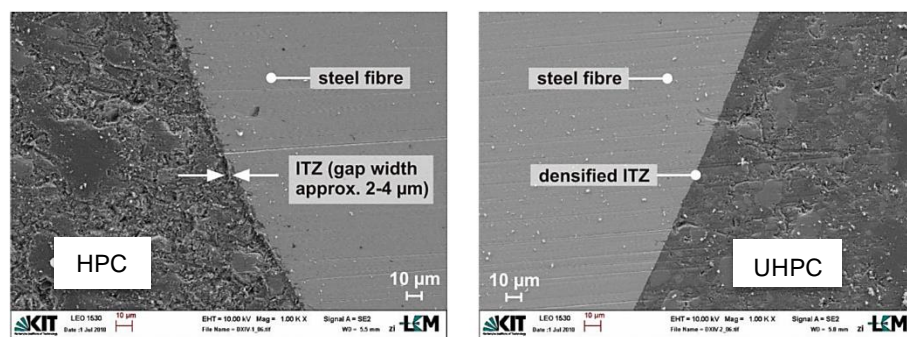


Abb. 7.7: Rasterelektronenmikroskop-Aufnahme der ITZ zwischen Zementstein und Stahlfaser, links: HPC ohne Wärmebehandlung; rechts: UHPC mit 90°C Wärmebehandlung (*Scheydt und Müller (2012)*)

Umfangreiche Auszugsversuche an messingbeschichteten Stahlfasern wurden von *Willie und Naaman (2010)* durchgeführt. Dabei wurden neun verschiedene Mörtel- und Betonmischungen mit unterschiedlichen Sanden und Silka verwendet, um den Einfluss auf die Verbundspannung zu untersuchen. Repräsentative Ergebnisse dieses

Forschungsvorhabens werden in Abb. 7.8 dargestellt. In Abb. 7.8a sind die Auszugskräfte dargestellt und Abb. 7.8b zeigt die mit der Gleichung (7-2) ermittelten Verbundspannungen. Da die eingebettete Faserlänge sich verringert und die Auszugskräfte nahezu konstant bleiben, steigen die Verbundspannungen im fortlaufenden Auszugsprozess stetig bis zum kompletten Auszug der Fasern an. Im Ergebnis der Versuche wurden folgende Parameter als entscheidend für die Verbundspannung angesehen: die Betonzusammensetzung u. a. der Silikagehalt, der Sandgehalt und dessen Granulometrie sowie die Druckfestigkeit von Beton und Mörtel. Im Vergleich zu den Makrofasern in normalfestem Beton (Abb. 7.2) bleiben die Kräfte nach der Aktivierungsphase etwa auf demselben Niveau bis zum kompletten Auszug. Als mögliche Ursache nennen *Willie und Naaman (2010)* die folgenden drei Faktoren:

- 1) Ein Teil von feinsten Materialien wie Silikastaub wird durch Abrasion aus dem Zementstein gelöst und sammelt sich teilweise an der Faser. Somit erhöht er den Druck und die Reibung gegen die Betonwände. Es kommt zu einer Art „Keileffekt“.
- 2) Das Kratzen der härtesten Bestandteile wie Sandkörner an der Faseroberfläche erhöht die Reibung.
- 3) Stahlfasern besitzen an ihren Enden Ausformungen, die etwas dicker als die Stahlfasern selbst sind und die wie mechanische Verankerungen wirken. Diese Ausformungen entstehen durch den Herstellungsprozess bzw. das Schneiden der Fasern.

Kratzer an der Faserbeschichtung waren nur bei UHPC mit Sand vorhanden: Enthielt der UHPC feinere Sande, wiesen die Fasern mehr Kratzer an der Faseroberfläche auf. Die Zugabe von Sand mit höherer Härte, wie z. B. Zirkonsand, bedingte eine Erhöhung der Anzahl an Kratzspuren auf der Faserbeschichtung und eine Steigerung der Verbundspannungen um ca. 30% verglichen mit der Zugabe von weicheren Sanden. Eine ähnliche Verbesserung wurde auch durch die Zugabe von feinerem Silikastaub bemerkt, wobei in diesen Versuchen die Messingbeschichtung der Faseroberfläche nicht zerkratzt sondern fast vollständig delaminiert war.

Nach *Orange et al. (1999)* übt die Betonmatrix zudem durch das Schwinden einen gleichmäßigen Druck auf die Faser aus, wodurch die Reibung erhöht wird. Weiterhin ist nach *Orange et al. (1999)* die maximale Faserverbundspannung nicht von der Einbindetiefe abhängig.

Einen ähnlichen Auszugsmechanismus wie *Willie und Naaman (2010)* für messingbeschichtete Mikrostahtfasern beobachteten *Bosshoff; Mechtcherine und van Zijl (2009b)* bei PVA-Fasern (Polyvinyl Alkohol) in SHCC (strain-hardening cementitious composites). In diesem Fall wurde als Ursache für das Strain-hardening-Verhalten das Zerreißen der Fasern während des Auszugs angesehen, das ein Verkeilen im Verankerungsbereich bewirkt.

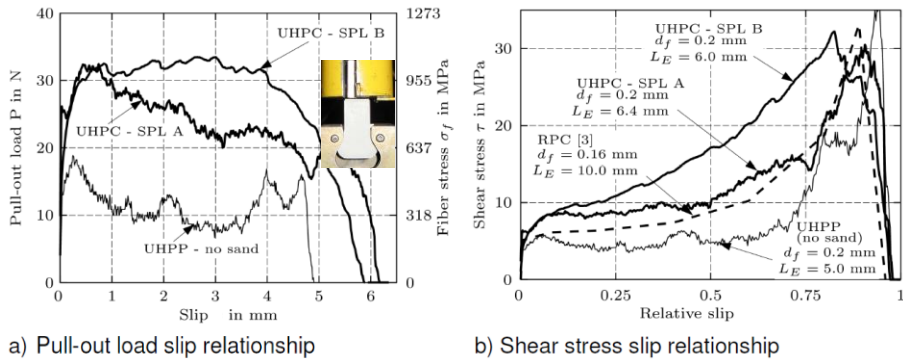


Abb. 7.8: Auszugsversuche mit messingbeschichteten Mikrostauffasern mit verschiedenen UHPC-Mischungen (UHPC – SPL A und SPL B). Links: Auszugskräfte in Bezug auf den Schlupf  $s$ ; rechts: Verbundspannungen in Bezug auf den relativen Schlupf  $s/h_{ef}$  (Willie und Naaman (2010))

Für u. a. diese Faserart schlugen Lin und Li (1997) ein Strain-hardening Schlupf-Verbundspannungsgesetz, wie in Abb. 7.9 links dargestellt, vor. Abb. 7.9 rechts zeigt ein Kraft-Schlupfdiagramm, welches zu einem solchen Verbundspannungsverlauf zuzuordnen ist im Vergleich mit einem starr-plastischen Verlauf.

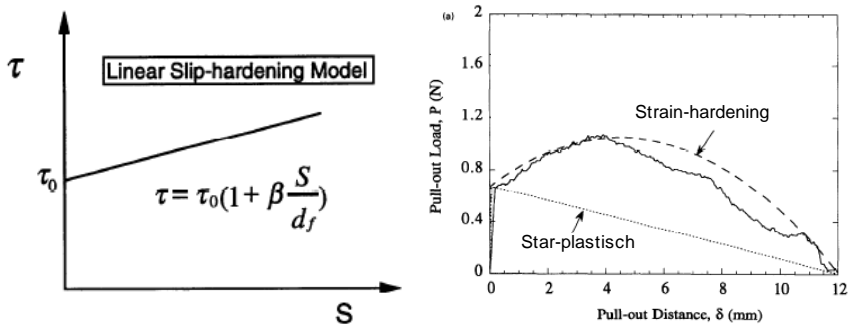


Abb. 7.9: Links: Strain-hardening Schlupf-Verbundspannungsgesetz; rechts: entsprechendes Kraft-Schlupfdiagramm (Lin und Li (1997))

Auch Chan und Chu (2004) konnten bei RPC wärmebehandelten Probekörpern eine Verbesserung des Faserauszugsverhaltens durch die Zugabe von 20 bis 30% Silika feststellen. Die Autoren beobachteten reagierende Silika-Anhaftungen, die an der Faseroberfläche hafteten und teilweise auch während des gesamten Faserauszugs an der Faser verblieben. Somit konnte ein anderes Verhalten des Faserauszugs beobachtet werden als das von Willie und Naaman (2010) beschriebene.

Lowke et al. (2012) ermittelten bei Auszugsversuchen in UHPC mit einem Faserdurchmesser von 0,48 mm und einer Einbindetiefe von 5 mm Verbundspannungen von ca. 14 MPa für gerade und ca. 25 MPa für schräge (45°) Faserausrichtungen. Neben einer geringen Korrelation der Verbundspannung und der Druckfestigkeit des Betons sehen Lowke et al. (2012) den Hauptgrund für die Faserverankerung (Haftung) in den feinen Silikateilchen, da diese in etwa die Größe

der Faserrauigkeit (ca.  $3\text{ }\mu\text{m}$ ) aufweisen. Dieser Anteil wirkt sich nur auf gerade Fasern aus. Bei schrägen Fasern dominiert die Reibung. Im Vergleich zu *Willie und Naaman (2010)* (Abb. 7.8b) waren die Verbundspannungen kleiner. Dies könnte darauf hinweisen, dass sich die Verbundspannung mit zunehmenden Faserdurchmesser verringert.

*Bornemann und Faber (2004)* maßen ebenfalls niedrigere Verbundspannungswerte. Diese lagen im Bereich von ca. 8 bis 13,6 MPa. Bei deren Versuchen wurden die Fasern mit einem Faserdurchmesser von 0,15 mm in UHPC 5 mm tief einbetoniert.

In der Japanischen Richtlinie *JSCE Recommendations (2006)* wird u. a. auch ein Wert für die Reibverbundspannung von 18 MPa für Stahlfasern mit 15 mm Länge und 0,2 mm Durchmesser angegeben.

*Park et al. (2012)* untersuchten den Faserauszug von Makrostahlfasern verschiedener Sorten in UHPC mit und ohne Zusatz von Mikrostauffasern. In Gegensatz zu den oben genannten Quellen zeigten hier glatte Fasern mit einem Durchmesser von 0,3 mm ein Strain-softening Verhalten während der Auszugsphase. Ein direkter Vergleich der Ergebnisse mit denen anderer Literaturstellen ist allerdings schwierig, da die Autoren die Verbundspannung gemäß Gleichung (7-1) berechnet haben, wohingegen bei dem oben vorgestellten Forschungsvorhaben die Gleichung (7-2) verwendet wurde. Darüber hinaus konnten *Park et al. (2012)* einen negativen Einfluss von Mikrostauffasern auf das Auszugverhalten von glatten Makrostahlfasern nachweisen. Ein Einfluss auf Fasern mit Endverankerung konnte nicht beobachtet werden. Weiterhin wurde bei wellenförmigen Fasern in UHPC kein versteifendes Verhalten in Gegensatz zu normalfestem Beton festgestellt. Begründet wird das von *Park et al. (2012)* damit, dass sich der maximale Wert der aufgenommenen Last am Ende der Aktivierungsphase aus Anteilen von chemischer Haftung und mechanischer Verankerung zusammensetzt, wohingegen während des Auszugs lediglich der mechanische Anteil zum Tragen kommt.

### 7.1.3 Einfluss der Faserneigung

Da bei dem vorliegenden Forschungsvorhaben ein rein empirischer Ansatz verwendet wird, beschränkt sich die folgende Literaturübersicht auf die wesentlichen Kernaussagen zum Einfluss der Faserneigung auf das Auszugverhalten von Stahlfasern.

In *Morton und Groves (1974)* ist erstmalig eine Modellierung des schrägen Faserauszugs auf Grundlage der Elastizitätstheorie für einen allgemeinen Verbundwerkstoff formuliert. *Brandt (1985)* entwickelte ein Modell gezielt für den Werkstoff Beton auf Grundlage eines ideal-elastisch-plastischen Verbundspannungs-Schlupfgesetzes und einer ideal-plastischen Verformung für die Faser und des Betonsteins in dem Bereich der Kontaktpressungen. Aus diesem Modell ergab sich für die maximale Bruchenergie und die zu übertragende Kraft ein optimaler Winkel  $\theta$  zwischen  $45^\circ$  und  $60^\circ$ . Gemäß des Ansatzes von *Brandt (1985)* sollten geneigte Fasern generell eine größere Bruchenergie als gerade Fasern aufweisen. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Arbeit von *Morton und Groves (1974)* haben *Leung und Li (1992)* finite Elementen Simulationen durchgeführt, bei denen

Betonkantenabplatzungen simuliert wurden. Hierbei konnte eine gute Annäherung an experimentellen Ergebnisse aus der Literatur erzielt werden. Nach *Leung und Li (1992)* bleibt die Auszugskraft aufgrund der Abplatzungen fast unabhängig vom Ausziehwinkel.

Einen analytischen Ansatz liefert *Pfyl (2003)*, der den Auszug einer schräg zur Rissebene ausgerichteten Faser betrachtet. Die Faser wird senkrecht zur Rissebene gezogen, wodurch Umlenkkräfte im Bereich der Rissflanken entstehen und auf die Faser einwirken. Die Umlenkkraft lässt sich wie folgt bestimmen:

$$U_f = 2N_f \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (7-10)$$

Die durch die Umlenkkraft verursachten höheren Reibungen führen zur Erhöhung der Auszugskraft. Eine schematische Darstellung der Rissuferbereiche bei einer schrägen Faser zeigt Abb. 7.10. Mit einer Zunahme der Faserneigung und der Umlenkkraft treten aber Betonabplatzungen im Bereich hoher Kontaktpressungen auf, was wiederum zu einem Lastabfall im Last-Schlupfdiagramm führen kann (Abb. 7.11). Ein Hinweis für das Vorhandensein der Abplatzungen sind die feinen Betonsteinkörner, die sich während eines Biegezugversuchs aus dem lokalisierten Riss lösen.

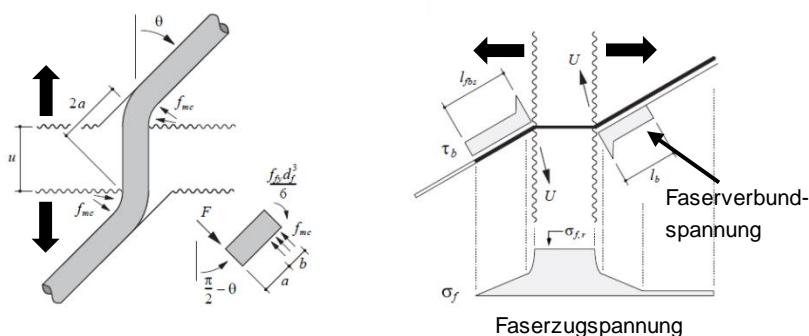


Abb. 7.10: Einfluss der Faserneigung im Riss; links: schematische Darstellung der Umlenkkräfte, rechts: schematische Darstellung der Faserverbundspannungen (*Pfyl (2003)*)

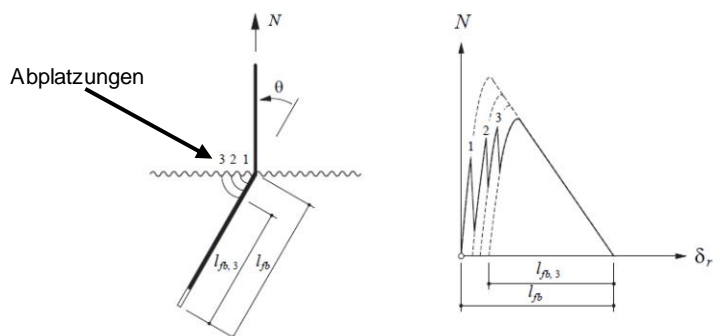


Abb. 7.11: Links: Darstellung der Abplatzungen an der Rissoberfläche; rechts: Last-Schlupfdiagramm (*Pfyl (2003)*)

Kontrovers wird in der Literatur der Einfluss des Winkels der Faser zur Rissebene auf das Tragverhalten diskutiert. In Abb. 7.12 links wird das Verhältnis der maximalen Last von Fasern mit unterschiedlichen Faserwinkeln zur maximalen Faserauszugslast einer geraden Faser nach den jeweiligen Versuchen verschiedener Autoren aufgetragen. An dieser Stelle sei auf die weiterführende Literatur von Autoren wie z. B. Pfy (2003), Leutbecher (2007) oder Nieuwoudt (2016) verwiesen, die sowohl Versuche als auch die Modellierung zu dieser Thematik ausführlicher behandeln.

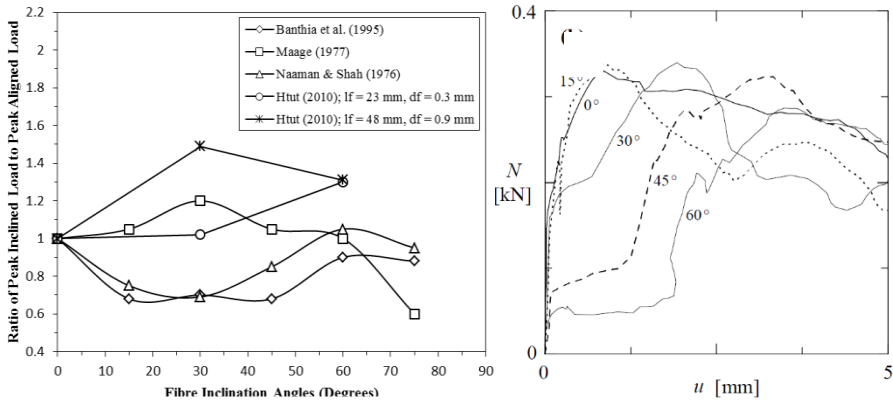


Abb. 7.12 Links: Einfluss des Winkels  $\theta$  auf das Auszugsverhalten nach Ng et al. (2012) (aus Nieuwoudt (2016) Pfy (2003)); rechts: Kraft-Verschiebungskurven für Fasern mit einer Endverankerung und verschiedenen Neigungswinkeln nach Banthia und Trottier (1987) (aus Pfy (2003))

In Abb. 7.12 rechts wird ein Beispiel der Versuchsergebnisse von endverankerten Stahlfasern mit verschiedenen Neigungen (Banthia und Trottier (1987)) gezeigt. Hier waren die maximalen Lasten für die aufgeführten Faserneigungen untereinander ähnlich. Allerdings stellt sich ab einem Neigungswinkel von ca. 30° aufgrund der Abplatzungen eine Art Plateau bei relativ geringer Faserkraft ein. Dies wirkt sich negativ auf die gesamte Auszugenergie (Fläche unter dem Diagramm) aus.

Weitere Ergebnisse von Versuchen an geneigten Fasern sind in Markovic (2006) zu finden. Die untersuchten Betone hatten hier eine Druckfestigkeit von ca. 100 MPa und Wasserzementwerte von 0,2 und 0,3. Dabei konnte bei einer Neigung von 30° ein deutlich besseres Auszugsverhalten als bei geradeausgerichteten Fasern beobachtet werden. Dies bezieht sich sowohl auf die maximalen Kräfte als auch auf die Bruchenergie.

Ein Modellierungsansatz, mit dem die Querkraft in der Rissebene bei den Faserauszugkräften berücksichtigt wird, ist in Htut und Foster (2010) aufgeführt.

## 7.2 Eigene Auszugsversuche an einzelnen Fasern

### 7.2.1 Versuchsprogramm

Um das Auszugverhalten der verwendeten messingbeschichteten Mikrostahlfasern ausführlich charakterisieren zu können, wurde das in Tab. 7.1 dokumentierte Versuchsprogramm aufgestellt und durchgeführt. Dabei lag der Schwerpunkt auf der Untersuchung der Fasern mit einem Durchmesser von 0,175 mm. Insgesamt wurden über 110 Auszugsversuche durchgeführt.

In den Versuchsreihen 1 und 2 wurde die Verbundspannung von senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichteten Fasern untersucht (Zeile 1 und 2 in Tab. 7.1). Es wurden zwei verschiedene Durchmesser verwendet. Die Verankerungstiefe betrug jeweils ca. eine halbe Faserlänge.

Die Probekörper wurden 48 Stunden lang bei 90°C wärmebehandelt. Um den Einfluss der Wärmebehandlung auf das Auszugverhalten näher zu untersuchen, wurde eine Versuchsserie mit unbehandelten Probekörpern durchgeführt (Zeile 3 in Tab. 7.1). Die Fasern dieser Serie hatten einen Durchmesser von 0,175 mm, waren senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichtet und der Probekörper härtete vierzig Tage lang aus.

Die vorliegende Arbeit fokussiert sich auf Fasern mit Messingbeschichtung. Da die Faseroberfläche und deren Beschichtung eine bedeutende Rolle für das Auszugsverhalten spielen kann, wurde zusätzlich eine Versuchsserie mit blankem Stahl durchgeführt (Zeile 4 in Tab. 7.1). Als Fasern wurden Weidacon FM 0,20/10 der Firma Stratec verwendet, welche gemäß Datenblatt einen Durchmesser von 0,20 mm, eine Länge von 10 mm und eine Zugfestigkeit von 2.000 MPa aufweisen.

Der Einfluss der Faserausrichtung auf die Faserverbundspannung wurde in vier verschiedenen Versuchsserien untersucht (Zeile 5 bis 8 in Tab. 7.1). Dabei wurden Fasern mit den Durchmessern 0,175 mm und 0,4 mm verwendet und Neigungswinkel von 30° und 60° betrachtet. Die Versuchsserien mit dem Faserdurchmesser von 0,4 mm dienten hierbei als Vergleich und weisen deshalb in Summe eine geringere Anzahl an Versuchen auf.

Mit den Versuchen von Zeile 9 bis 11 in Tab. 7.1 wurde der Einfluss einer Verankerungstiefe kleiner als  $l_f/2$  erforscht. Hierbei wurden Fasern mit einer Verankerungstiefe von ca.  $l_f/4$  einbetoniert, sowohl senkrecht zur Betonoberfläche als auch um 30° und 60° geneigt. Mit diesen Versuchsserien sollte herausgefunden werden, ob und in welcher Art und Weise sich der sogenannte „Keileffekt“, wie er von *Willie und Naaman (2010)* beschrieben wird, auch bei kürzeren Auszugswegen auswirkt.

Zur Vollständigkeit wurden auch Versuche mit wiederholter Be- und Entlastung durchgeführt (Zeilen 12 und 13 in Tab. 7.1). Diese sollten ein besseres Verständnis und Hinweise auf die Rolle des progressiven Faserauszugs im irreversiblen Schädigungsprozess des Materials geben.

Um die Verformungen des verwendeten Epoxidharzes bei den Auswertungen berücksichtigen zu können, wurden Versuche durchgeführt, bei denen Fasern doppelseitig in Epoxidharz eingeklebt wurden (Zeilen 14 und 15 in Tab. 7.1).



Abschließend wurden sieben Versuche durchgeführt, bei denen drei Fasern gleichzeitig ausgezogen wurden (Zeile 16 in Tab. 7.1). Damit soll die Interaktion mehrerer Fasern, die relativ nebeneinander in einem Rissquerschnitt liegen, näher untersucht werden. Die Fasern waren senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichtet und wiesen untereinander Abstände von 1 bis 4 mm auf.

Tab. 7.1: Faserauszugsversuche, Versuchsprogramm

Nr.	Ausrichtung	Faser	Beschichtung	Verankerung	Anzahl
1	gerade	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7+7
2	gerade	Ø 0,400, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7+7
3	gerade, ohne Wärmebeh.	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
4	gerade	Ø 0,200, l = 10,0	Stahl blank	l/2 ≈ 7 mm	7
5	schräg 30°	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
6	schräg 60°	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
7	schräg 30°	Ø 0,400, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	3
8	schräg 60°	Ø 0,400, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	3
9	gerade	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/4 ≈ 4 mm	7
10	schräg 60	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/4 ≈ 4 mm	7
11	schräg 30°	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/4 ≈ 4 mm	7
12	gerade, wiederholte B.	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
13	schräg 45°, wiederholte B.	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
14	epoxy-Epoxy gerade	Ø 0,175, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	3
15	epoxy-Epoxy gerade	Ø 0,400, l = 12,5	Messing	l/2 ≈ 7 mm	3
16	Interaktion mit drei Faser	Ø 0,175, l = 12,6	Messing	l/2 ≈ 7 mm	7
Summe					112

## 7.2.2 Betonkörperherstellung

Als Halterung für die Fasern wurden 12 mm lange M10 Gewindestifte mit Innensechskant (Mädenschraube) verwendet. Das Innere des Gewindestiftes wurde mit Epoxidharz verfüllt, die Fasern wurden mit dem gewünschten Überstand in das Harz eingetaucht. Um die Fasern besser im Harz zu verankern, wurden sie im Verankerungsbereich wellenförmig gebogen, zu sehen in Abb. 7.13 links. Abb. 7.14 links zeigt eine für die Betonage in dem Gewindestift vorbereitete, eingeklebte Faser.

Die Probekörper aus UHPC wurden in 100 x 100 x 400 mm Schalungen betoniert (Abb. 7.14 rechts). Auf der Betonoberseite eines jeden Probekörpers wurde ein 5 mm dickes Stahlblech aufgelegt, in das 2 x 7 trichterförmige Löcher eingelassen wurden (Abb. 7.13 Mitte), durch die die Gewindestifte mit den Fasern gesteckt wurden (Abb. 7.13 rechts). Zwischen Stahlblech und frischem Beton wurde eine dünne Kunststoffolie eingelegt, um eine Verbindung zwischen Beton und Stahl zu vermeiden und um die Scheibe im Nachgang entfernen zu können, ohne dabei die geklebten Prüfmuster zu beschädigen. Die Probekörper wurden nach der Betonage bei 90°C (aufgeheizt in ca. 1 Stunde) für 48 Stunden wärmebehandelt.



Abb. 7.13: Links: profilierte Stahlfaser; Mitte: auf den Beton aufgelegtes Stahlblech mit trichterförmigen Löchern; rechts: Stahlblech mit Folie

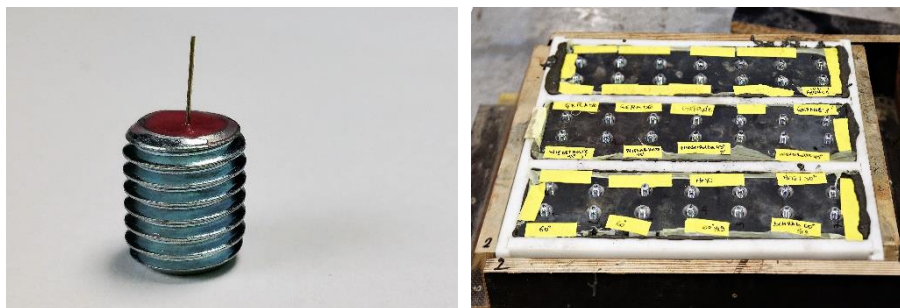


Abb. 7.14: Links: Stahlfaser, welche mit Harz in den Gewindestift eingeklebt wurde; rechts: Betonierter Probekörper mit den eingesteckten Gewindestiften/Fasern

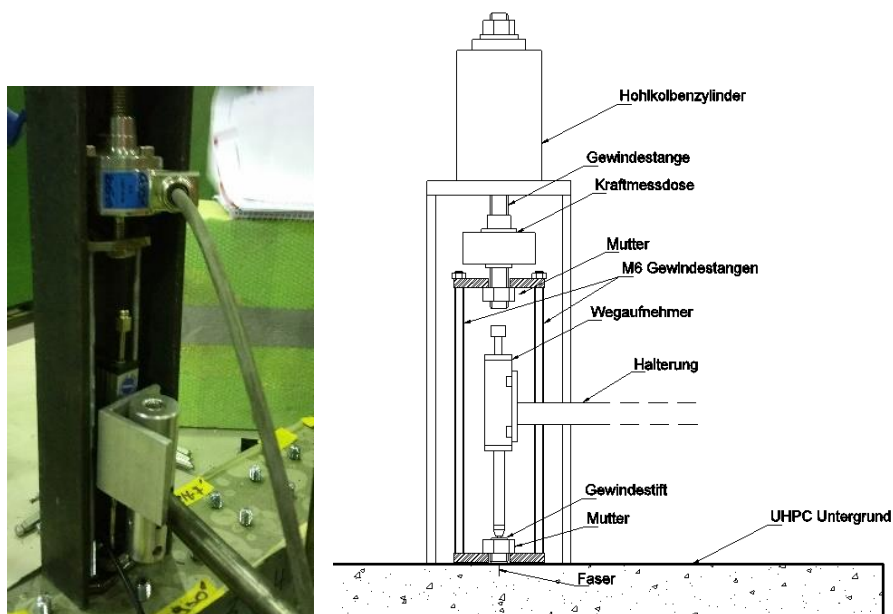


Abb. 7.15: Auszugsvorrichtung für die Faserauszugsversuche, rechts: Versuchsstand, links: schematische Darstellung

### 7.2.3 Versuchsvorrichtung und Versuchsdurchführung

Ein Versuchsaufbau mit Mini-Spannbacken, wie er beispielsweise in *Park et al. (2012)* oder in *Willie und Naaman (2010)* verwendet wurde, stand nicht zur Verfügung. Daher wurde ein alternatives System zum Auszug relativ kurzer Fasern entwickelt. Im Gegensatz zu den oben genannten Arbeiten ermöglicht das in der vorliegenden Forschungsarbeit verwendete System, die Fasern während der Betonage der Probekörper in ihrer Ausrichtung (Neigung) und Einbindetiefe lagestabil zu halten.

Die Auszugskonstruktion bestand aus einem Stahlgerüst (Abb. 7.15), auf dem ein hydraulischer Hohlkolbenzylinder und ein Drucktopf befestigt wurden. Die Kraft wurde mit einer 10 kN Druckzugkraftmessdose gemessen, welche mit der in dem Hohlkolbenzylinder durchlaufenden Gewindestange gekoppelt wurde. Da die erwarteten Lasten für den Messbereich der Kraftmessdose relativ klein waren, wurde die Kraftmessdose im Bereich von 10 bis 200 N zusätzlich überprüft.

Für die Versuchsdurchführung wurde der Druck im Zylinder mit einem kompakten Aggregat aufgebaut. Die Steuerung des Zylinders erfolgte mittels der Regelung der eingeführten Ölmenge, wodurch eine relativ konstante Auszugsgeschwindigkeit gewährleistet werden kann. Die Auszugsgeschwindigkeit von ca. 2 mm pro Minute wurde konstant gehalten und die maximale Last während des Auszugsversuches innerhalb von zwei bis drei Minuten erreicht.

Zur Messung der Verschiebung des Gewindestifts wurde ein potentiometrischer Wegaufnehmer TE025 der Firma Novotechnik verwendet. Dessen Messstange besitzt keine internen Federn. Dies trägt zur Minimierung von Störungen bei kleinen Lasten bei. Die Messung erfolgte direkt am Gewindestift.

### 7.2.4 Versuchsergebnisse

#### 7.2.4.1 Allgemein

Bei der Überprüfung der Herstellerangaben zu den Faserdurchmessern wurden Abweichungen festgestellt: Die mit 0,175 mm Durchmesser angegebenen Fasern sollten laut Herstellerangaben im Bereich zwischen 0,15 und 0,22 mm liegen. Gemessen wurden in den meisten Fällen Durchmesser zwischen 0,22 und 0,23 mm. Bei den Fasern mit einem Durchmesser von 0,40 mm wird laut Datenblatt eine mögliche Abweichung von  $\pm 10\%$  angegeben. Tatsächlich gemessen wurden Werte im Bereich von 0,35 bis 0,36 mm, was an der unteren Toleranzgrenze liegt. Obwohl bereits bei der Herstellung der Probekörper ein besonderes Augenmerk auf die Verankerungstiefe und die Faserneigung gelegt wurde, wurde zusätzlich vor dem Einbau des Probekörpers in den Versuchsstand die Verankerungstiefe nochmals gemessen und in den darauffolgenden Berechnungen berücksichtigt. Die im Versuch gemessenen Kräfte wurden mit Hilfe der Gleichung (7-1) ohne Abzug des Auszugsweges in Verbundspannungen umgerechnet.

### 7.2.4.2 Senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichtete Fasern

Die folgende Abb. 7.16 zeigt die Ergebnisse der Versuchsserie 1 in Tab. 7.1. Links sind die Kraft-Weg Rohdaten dargestellt. Im rechten Diagramm sind die dazugehörigen berechneten Verbundspannungen aufgetragen. Die maximalen Kräfte lagen im Bereich von 40 bis fast 90 N. Das entspricht maximale Verbundspannungen zwischen 5 und ca. 15 MPa. Obwohl die Ergebnisse eine große Streuung aufweisen, wird deutlich, dass die Fasern sehr hohe Verbundspannungen übertragen können, auch wenn sie eine relativ große Verschiebung erfahren.

Abb. 7.17 links zeigt den Verbundspannungsverlauf der Fasern im nicht wärmebehandelten Probekörper (Zeile 3 in Tab. 7.1) und Abb. 7.17 rechts den Verlauf der Fasern aus blankem Stahl (Zeile 4 in Tab. 7.1). Während die Fasern im nicht wärmebehandelten Beton ein sehr ähnliches Verhalten wie die Versuche der Serie 1 (Abb. 7.16) zeigten, kam es bei den Versuchen mit blanken Fasern zu erkennbaren Unterschieden: Die erzielten Spitzenwerte lagen etwas unterhalb derer aus Versuchsreihe 1 und der weitere Verlauf der Verbundspannung fiel im Vergleich etwas weniger ab. Diese Beobachtungen bestätigen den positiven Effekt der Messingbeschichtung, die durch den Verschleißprozess die Verbindung zwischen Beton und Stahl verbessert.

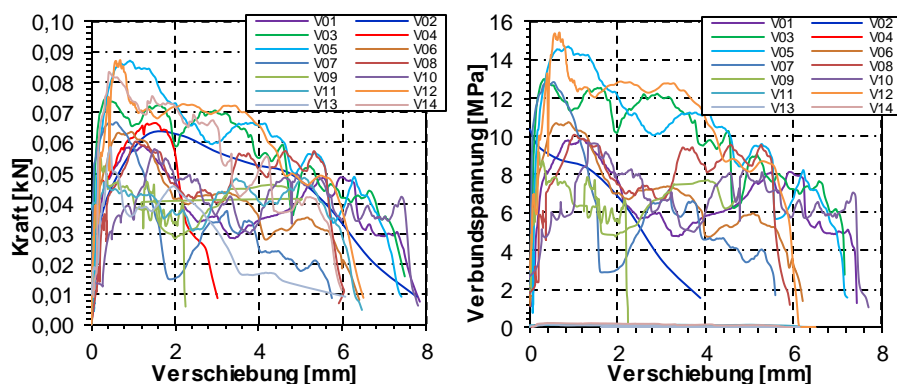


Abb. 7.16: Kraft-Verschiebungsbeziehung der Versuchsserie 1,  $\varnothing$  0,175 mm und Einbindetiefe ca. 8 mm; links: Kraft-Verschiebungsdiagramm; rechts: berechnete Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramme

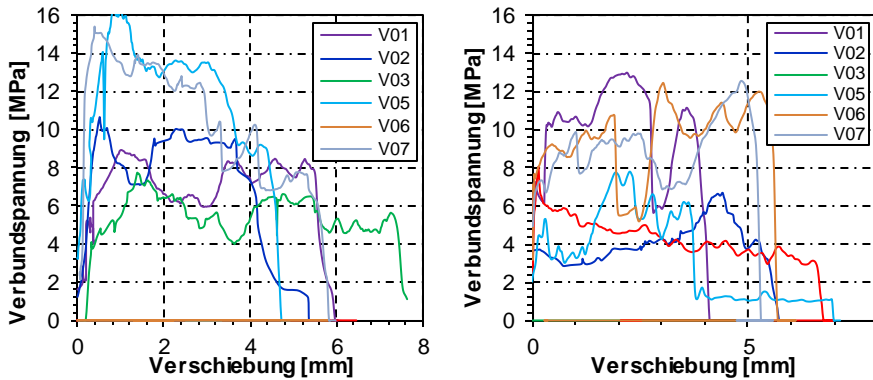


Abb. 7.17: Verschiebungs-Verbundspannungsdiagramme; links: Serie 3, Beton ohne Wärmebehandlung; rechts, Serie 4, Fasern aus blankem Stahl

### 7.2.4.3 Einfluss der Inklination

Die Ergebnisse der Versuchsserie 5 und 6 mit den 0,175 mm dicken Fasern und Inklinationen von 30 beziehungsweise 60° werden in Abb. 7.18 dargestellt. Bei den schräg einbetonierten Fasern sind teilweise höhere Lasten zu erwarten, da neben den Verbund- und Reibungskräften in Faserlängsrichtung ein zusätzlicher Reibungswiderstand auftritt. Dieser wird durch die erhöhte Kontaktpressung des Stahls beim senkrechten Ausziehen der Faser aus dem schrägen Auszugskanal hervorgerufen.

Aus dem linkem Diagramm in Abb. 7.18 geht hervor, dass die 30° schrägen Fasern ein ähnliches Verhalten wie die geraden Fasern aufweisen, mit ähnlichen Verbundspannungen, jedoch anfänglich einem etwas steiferen Verhalten.

Die Fasern mit 60° Neigung zeigten dagegen einen etwas weicher ansteigenden Ast mit deutlich höheren maximalen Lasten, aber einem schnelleren Lastabfall nach dem Erreichen der Maximallast (Abb. 7.18 rechts). Die umgerechnete „äquivalente“ Verbundspannung erreicht in diesem Fall oft die Größenordnung von 20 MPa. Die Ursache für den weniger steil ansteigenden Ast liegt mutmaßlich in den Abplatzungen und in der Zerstörung der dünnen Betonüberdeckung an der Oberfläche in der Umgebung der Faser, wie sie in Abb. 7.11 links dargestellt wird.

In der Analyse der Fasern nach dem Versuch (Abb. 7.19 links) ist bei den ausgezogenen schrägen Fasern eine plastische Verformung deutlich zu erkennen. Mit steigender Inklination prägt sich diese weiter aus. Zudem konnte bei den Versuchen mit einer Neigung von 60° Abplatzungen an der Betonoberfläche mit einer Tiefe von 1 bis 2 Millimetern beobachtet werden (Abb. 7.19 rechts). Dieser ist als Ursache für den abrupten Lastabfall zu betrachten.

Abb. 7.19 rechts zeigt zudem zahlreiche Luftporen an der Betonoberfläche. Diese müssen während der Betonage entstanden sein und werden als Ursache für die große Streuung der Ergebnisse dieser Versuchsserie angesehen.

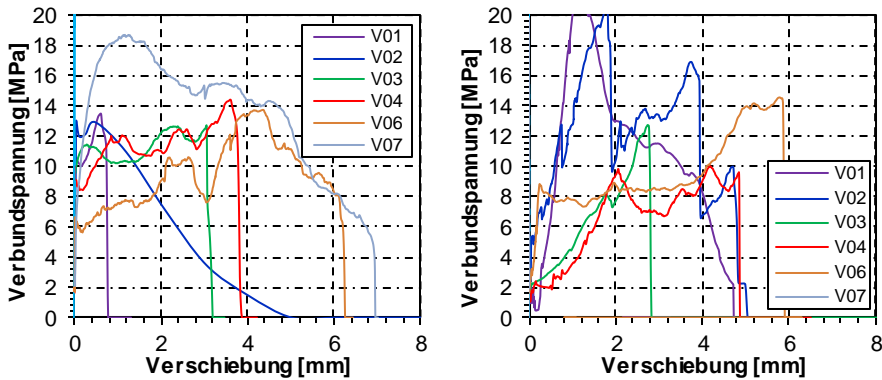


Abb. 7.18: Links: Serie 5, Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm der Fasern mit einer Neigung von 30°; rechts: Serie 6, der mit 60° schräg einbetonierten Fasern

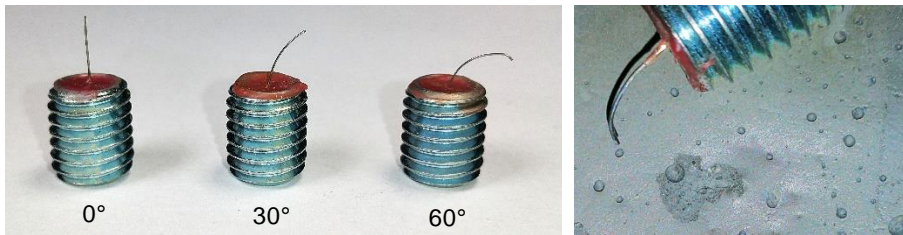


Abb. 7.19: Links: drei beispielhafte Fasern, von links nach rechts: eine gerade, eine mit 30° und eine mit 60° Neigung; rechts: Abplatzungen an der Betonoberfläche bei den Versuchen mit um 60° geneigten Fasern

#### 7.2.4.4 Auszugversuche mit reduzierter Verankerungstiefe

Abb. 7.20 und Abb. 7.21 zeigen die Auszugskräfte und Verbundspannungen bei den Versuchen mit einer Einbindetiefe von ca.  $1/4 l_f$  (Serie 9 bis 11 in Tab. 7.1). Abb. 7.20 links zeigt die Kraft-Verschiebungskurve der geraden Faser der Serie 9. Im Vergleich mit der in Abb. 7.16 dargestellten Kraft-Verschiebungskurve der Serie 1 (Einbindetiefe von ca.  $1/2 l_f$ ) sind die Verbundspannungen in diesem Fall durchschnittlich höher. Die Auszugskräfte sind allerdings etwas kleiner im Vergleich zu den Ergebnissen der Versuche mit einer Einbindetiefe von  $1/2 l_f$ . Zudem wird deutlich, dass die verbleibende Einbindetiefe von 1,5 bis 2 mm der geraden Fasern keine Last mehr aufgenommen haben. Das Tragverhalten der Fasern mit einer 30° Neigung war im Vergleich etwas schlechter. Eine eindeutige Ursache hierfür konnte nicht gefunden werden. Das Auszugverhalten der Fasern mit einer 60° Neigung war hingegen wieder sehr ähnlich zu dem der Fasern mit einer Verankerungstiefe von  $1/2 l_f$  (Serie 6 in Tab. 7.1).

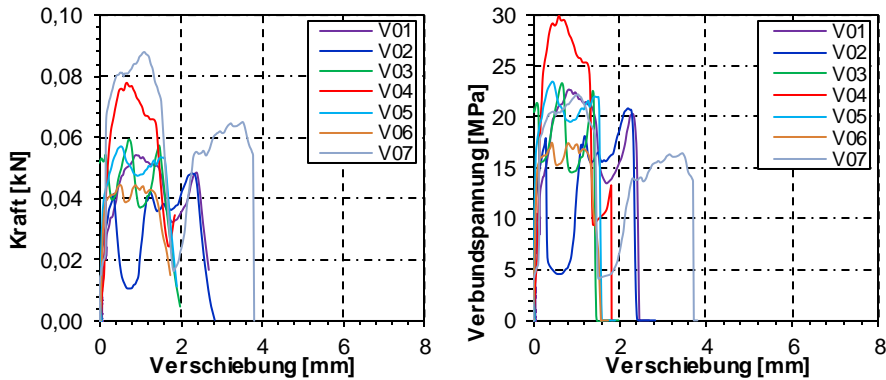


Abb. 7.20: Links: Serie 9, Auszugkräfte-Verschiebungsdiagramme der geraden Fasern; rechts: Kräfte umgerechnete in Verbundspannungen

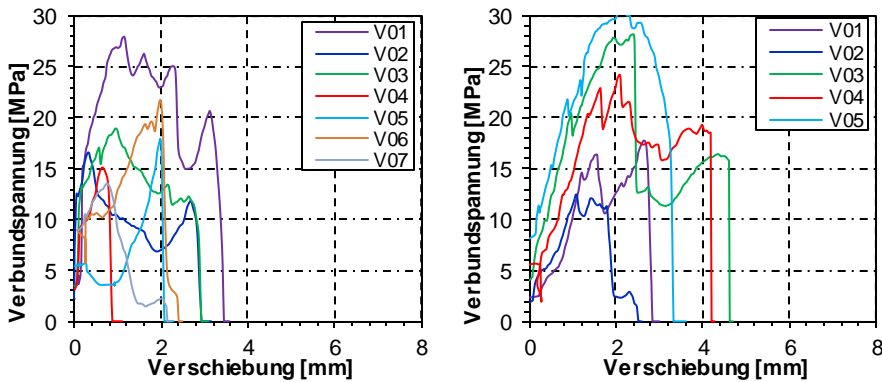


Abb. 7.21: Links: Serie 10, Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm bei 30° schräg einbetonierten Fasern; rechts: Serie 11, der Fasern mit einer Neigung von 60°

#### 7.2.4.5 Auswirkung des Faserdurchmessers

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Auszugversuche von Fasern mit einem Durchmesser  $d_f = 0,4 \text{ mm}$  behandelt. Abb. 7.22 zeigt die Verbundspannungen der gerade ausgerichteten Faser (Serie 2 in Tab. 7.1), Abb. 7.23 die Verläufe der mit 30° und 60° schrägen Fasern (Serie 7 und 8 in Tab. 7.1). Die senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichteten Fasern zeigen ein relativ ähnliches Verhalten wie die dünneren Fasern aus Versuchsserie 1 (Abb. 7.16), so dass auf den ersten Blick kein Einfluss des Durchmessers erkennbar ist. Allerdings zeigen sich gewisse Unterschiede bei den schräg ausgerichteten Fasern: Bei den um 30° geneigten Fasern konnte eine höhere Auszugskraft erzielt werden. Bei den um 60° geneigten Fasern kam es aufgrund von Betonabplatzungen zu einem weicherem Anstieg im Vergleich zu den 0,175 mm dicken Fasern und die maximalen Verbundspannungen waren vergleichsweise niedrig. Aufgrund der relativ großen Streuung der Ergebnisse und der insgesamt geringen Anzahl an Versuchen ist der Einfluss des Faserdurchmessers auf das Auszugverhalten nur schwer einzuschätzen. Für eine abschließende Bewertung empfehlen sich weiterführende Versuche.

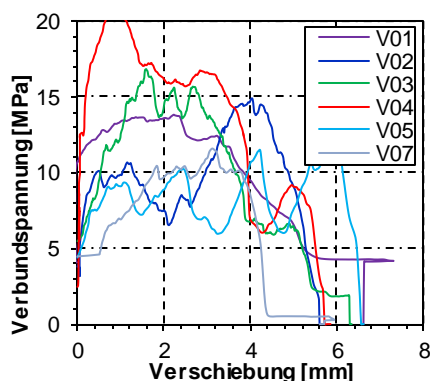


Abb. 7.22: Serie 2, Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm der geraden Fasern mit 0,4 mm Durchmesser

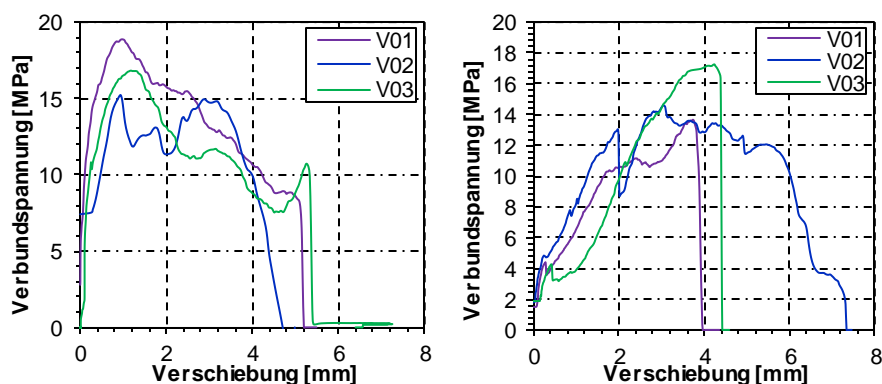


Abb. 7.23: Links: Serie 7, Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm der um 30° geneigten 0,4 mm dicken Fasern; rechts: Serie 8: der um 60° schräg einbetonierte 0,4 mm dicken Fasern

#### 7.2.4.6 Wiederholte Belastung

Die Ergebnisse der Versuchsserie 12 und 13 werden in Abb. 7.24 dargestellt. Bei diesen Versuchen wurde die Faser während des Auszuges alle 0,5 mm Weg ent- und wiederbelastet. Ziel war es, den Einfluss des Schädigungsprozesses durch Herausziehen auf den Faser-Auszugwiderstand zu ermitteln. Dafür wurden gerade (Serie 12) und mit 45° zur Betonoberfläche geneigte (Serie 13) Fasern geprüft.

Im Vergleich des Diagramms der Serie 12 mit dem von Serie 1 sind die maximalen Verbundspannungen etwas niedriger und bleiben nahezu konstant, bis die Fasern vollständig herausgezogen sind. Ein ähnliches Verhalten bzw. kein negativer Einfluss der Be- und Entlastungen konnte auch für die 45° schrägen Fasern der Versuchsserie 13 festgestellt werden. In allen Fällen scheinen die Entlastungen nahezu keinen Einfluss auf den Last-Auszugsverlauf zu haben, so dass sich die Kurven nach jeder Wiederbelastung auf vorherigem Niveau fortsetzen. In beiden Fällen haben die



Entlastungs-Wiederbelastungsabschnitte der Verbundspannungs-Verschiebungskurve einen nahezu vertikalen Verlauf aufgewiesen.

Im Gegensatz zu den vorliegenden Ergebnissen für die einzelnen Fasern konnte bei den Entlastungs-Wiederbelastungsversuchen an UHPFRC-Balken (Jun und Mechtcherine (2010)) und bei uniaxialen Zugversuchen (Jun und Mechtcherine (2010)) ein deutlicher Verlust an Steifigkeit mit Fortschreiten des Versuches beobachtet werden. Eine mögliche Ursache dafür könnte der Verlust der Haftung einiger Fasern sein, wodurch die Steifigkeit bei Wiederbelastung abnimmt.

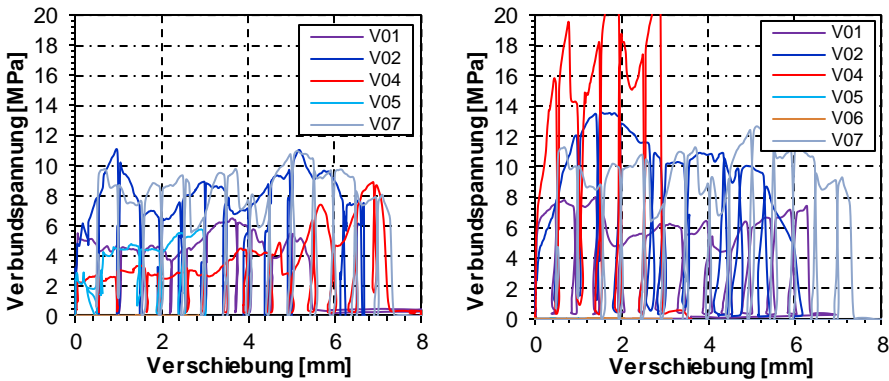


Abb. 7.24. Links, Serie 12, Verbundspannungs-Verschiebungskurve für die wiederholte Belastungen bei geraden Fasern; Rechts, Serie 13, wiederholte Belastung bei um 45° geneigten Fasern

### 7.2.4.7 Interaktion zwischen benachbarten Fasern

Anhand der in Zeile 16 in Tab. 7.1 beschriebenen Versuchen wurde geprüft, ob sich mehrere benachbarte Stahlfasern in ihrem Auszugverhalten gegenseitig beeinflussen. Erwartet wurden z. B. eine Art Betonausbruch zwischen den nah beieinanderliegenden Fasern oder andere Reduktionen der Tragfähigkeit des Verbundes.

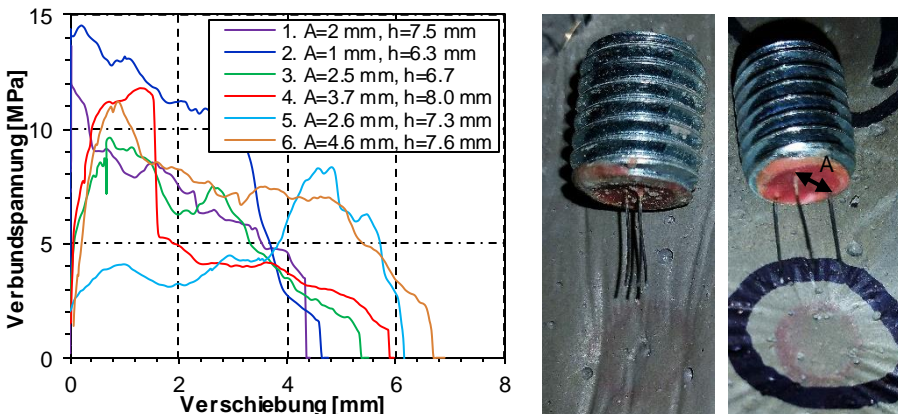


Abb. 7.25: Serie 16; Links, Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm bei den Versuchen an drei Stahlfasern; Rechts, Details der Gewindestifte Nummer 2 und 6

Abb. 7.25 links zeigt das Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramm der Serie 16 unter Angabe des mittleren Faserabstandes (A) und der Verankerungstiefe (h) in der Legende. Es wurden Faserabstände zwischen 1 und 4,6 mm gewählt. Im Allgemeinen konnte keine eindeutige Abminderung der Verbundtragfähigkeit im Vergleich zu den Versuchen an einzelnen Fasern festgestellt werden. Trotz der geringen Versuchsanzahl und der vorhandenen Streuung kann daher davon ausgegangen werden, dass eine gegenseitige Beeinflussung von gerade ausgerichteten Fasern nicht signifikant ist. Abb. 7.25 rechts verdeutlicht, dass es trotz der verschiedenen Faserachsabstände zu keinen Abplatzungen an der Betonoberfläche kam. Bei den Versuchen 3 und 4 wurde jeweils eine der drei Fasern aus dem Harz und nicht aus dem Beton gezogen. Dies könnte mit dem abrupten Lastabfall bei Versuch 4 verbunden sein.

### 7.2.4.8 Verformungen des Harzes

Es wurden drei Versuche durchgeführt, bei denen die Fasern an beiden Seiten in das Harz eingeklebt wurden. Abb. 7.26 zeigt die Prüfmuster vor und nach dem Versuch. In Abb. 7.27 sind die Kraft-Weg-Verläufe aufgezeichnet. Diese zeigen ein nahezu lineares Verhalten bis zum Versagen, zu dem es durch das Ausziehen der Faser oder durch Stahlversagen an dem gebogenen Ende der Stahlfaser (Abb. 7.13 rechts) kam. Die in den Versuchen aufgezeichneten Verschiebungen bei maximaler Last betrugen ca. 0,3 mm, was im Vergleich zu den Werten der Versuche in Beton als sehr gering einzustufen ist. Für die weiteren Betrachtungen wurde davon ausgegangen, dass die gemessenen Verschiebungen in beiden Hälften des Prüfmusters gleich waren, so dass zur Berücksichtigung der Verformungen des Harzes bei den Versuchen in Beton vereinfacht die Hälfte der Verschiebungen aus den Last-Verschiebungskurven in Abb. 7.26 bei der Berechnung bzw. der Darstellung der Ergebnisse abgezogen wurde.



Abb. 7.26: Probekörper vor (links) und nach dem Versuch (Mitte) und Detail der Faser nach dem Versuch (rechts, V03 in Abb. 7.27 links)

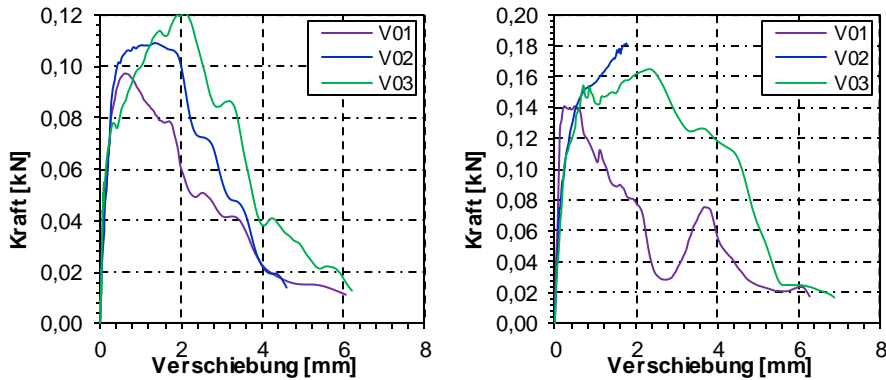


Abb. 7.27: Kraft-Verschiebungsdiagramme für die Fasern, die an beiden Seite in Epoxidharz eingeklebt wurden; links, Serie 14, Durchmesser von 0,175 mm; rechts, Serie 15, Durchmesser von 0,400 mm

#### 7.2.4.9 Stahlspannungen

Die durchgeführten Versuchsserien 14 und 15 waren für eine direkte Bestimmung der Stahlzugfestigkeit ungeeignet. Zum Vergleich und zur Bestimmung des Ausnutzungsniveaus der Stahlfaser wurde die maximale Tragfähigkeit des Stahldrahtes berechnet:

$$F_u = \frac{f_u \cdot \emptyset^2 \pi}{4} = \begin{cases} 87,25 \text{ N} & \text{für DM Faser} \\ 127,23 \text{ N} & \text{für DG Faser} \end{cases} \quad (7-11)$$

Als Zugfestigkeit  $f_u$  wurden gemäß den Datenblättern des Herstellers Angaben von 2.100 MPa (Hersteller-Bezeichnung DM 6/0,17, *KrampeHarex DM*) und mindestens 1.250 MPa (Hersteller-Bezeichnung DG 12,5/0,4, *KrampeHarex DG*) aufgeführt. Als Durchmesser wurden die bei den Versuchen gemessenen Mittelwerte verwendet. Diese betrugen für dünnere Fasern 0,23 mm und 0,36 mm für die dickeren Stahlfasern. Die rechnerischen  $F_u$  Werte von (7-11) wurden bei den Versuchen erreicht und teilweise überschritten, was bedeutete, dass der Stahl eine gewisse Überfestigkeit aufweist und dass sich der Stahl bei einigen der Auszugsversuche bereits im Bereich der Fließgrenze befinden könnte. Obwohl die durchgeführten Versuche nicht auf die Bestimmung der Stahlfestigkeit abzielten, konnten dennoch Höchstwerte von fast 3.000 MPa für den Fasertyp DM und von rund 1.700 MPa für den Fasertyp DG beobachtet werden. Das Fliesen des Stahls bedingt das Einschnüren des Querschnitts, was einen Beitrag zum Faserauszug leistet. Solch hohe Zugfestigkeitswerte sind dennoch nicht ungewöhnlich. Beispielsweise wird die Zugfestigkeit der Faser von Ductal® nach *Orange et al. (1999)* mit einer Zugfestigkeit von bis zu 2.800 MPa angegeben. In den *JSCE Recommendations (2006)* wird für diese Fasern ein Wert von 2.700 MPa angegeben.

### 7.2.5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der Faserauszugversuche werden in den folgenden Abb. 7.28 und Abb. 7.29 zusammengefasst. Dabei sind die Mittelwerte der Verbundspannungen der durchgeführten Versuchsserien dargestellt. Auch bei Vernachlässigung der Streuung wird ein direkter Vergleich der Versuchsreihen dadurch erleichtert. Abb. 7.28 zeigt die Mittelwerte der verschiedenen Versuchsreihen mit 0,175 mm dicken Fasern. Es zeigt sich, dass eine Neigung der Fasern eine Erhöhung der maximalen Verbundspannung von ca. 9 MPa bei den gerade ausgerichteten Fasern auf ca. 10 – 12 MPa für die Fasern mit einer Neigung von 30° und 60° bewirkt. Mit kleinerer Verankerungstiefe erhöhen sich die Verbundspannungen nochmals, wobei hier die Unterschiede zwischen diesen beiden Neigungen größer ausfallen.

Die Fasern mit 0,400 mm Durchmesser und mit einer Neigung von 30° weisen mit etwa 18 MPa gegenüber den 13 MPa für die geraden Fasern eine größere Differenz in der maximalen Verbundspannung auf (Abb. 7.29 links). Bei den Versuchen mit einer Faserneigung von 60° waren die Verbundspannungen aufgrund der Betonabplatzungen auf einem ähnlichen Niveau wie bei den gerade ausgerichteten Fasern.

Wie in Abb. 7.29 rechts ersichtlich wird, liegt die Kurve des Mittelwertes für blanke Fasern etwas niedriger als die der messingbeschichteten Fasern. Somit wird die Annahme von *Willie und Naaman (2010)* bestätigt, dass die Messingbeschichtung eine positive Auswirkung auf das Tragverhalten der Fasern hat.

Zudem zeigen die Fasern im nicht wärmebehandelten Beton (Abb. 7.29 rechts) kein schlechteres Tragverhalten als die Fasern in wärmebehandelten Beton. Vielmehr liegen die gemessenen Werte knapp oberhalb der aufgezeichneten Mittelwerte aus den Versuchen mit wärmebehandeltem Beton. Demnach scheint eine Wärmebehandlung des Betons keinen eindeutigen Einfluss auf die Verbundeigenschaften zu haben, solange der Beton vor Belastungsbeginn ausreichend ausgehärtet ist. Ähnliche Auswirkungen der Wärmebehandlung konnten auch bei den Biegezug- und uniaxialen Probekörpern festgestellt werden (Abschnitt 5.2).

Darüber hinaus wurden in den durchgeführten Versuchen keine Betonausbrüche beobachtet. Das gilt selbst in denjenigen Fällen, in denen mehrere Fasern nebeneinander angeordnet waren. Es sei aber darauf hingewiesen, dass sich in einem Bauteil die Geometrie der Risse deutlich komplexer ausbilden kann, wodurch eine Vorhersage zu den Betonausbrüchen nur eingeschränkt allgemeingültig ist. Zudem können mehrere, mit einer großen Neigung eingebetteten Fasern zu ausgeprägten Betonausbrüchen führen.

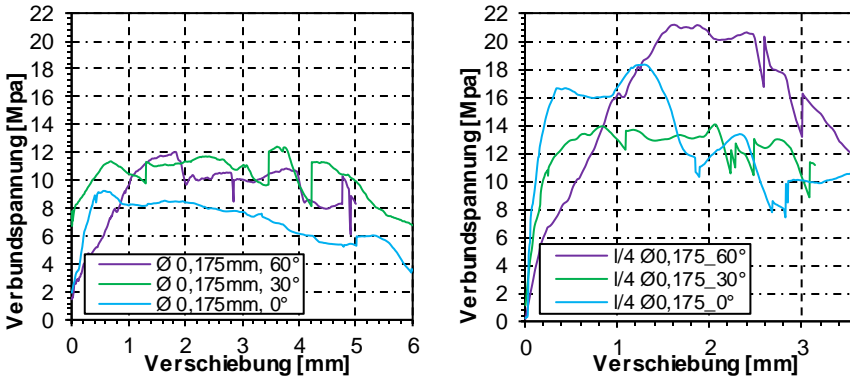


Abb. 7.28: Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramme; links: für die 0,175 mm Fasern mit drei verschiedenen Neigungen und mit einer Verankerungstiefe von  $l/2$ ; rechts: für die 0,175 mm Fasern mit drei verschiedenen Neigungen und mit einer Verankerungstiefe von  $l/4$

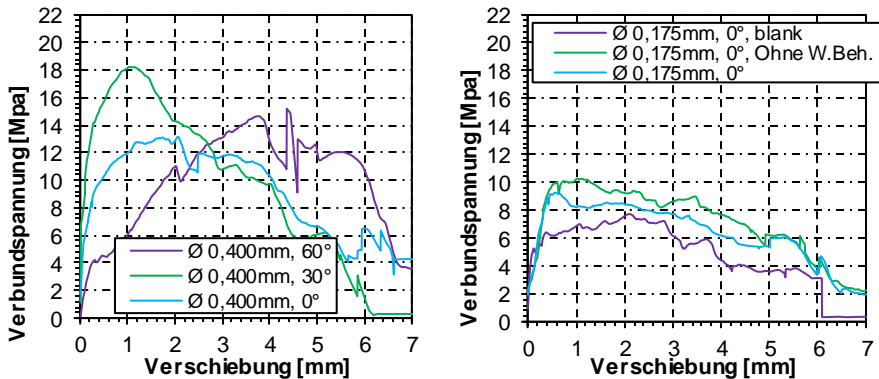


Abb. 7.29: Verbundspannungs-Verschiebungsdiagramme; links: für die Fasern mit 0,400 mm Durchmesser der Versuchsserien 2, 7 und 8 mit drei verschiedenen Neigungen; rechts: blanke, gerade Fasern mit 0,175 mm Durchmesser (Serie 4), gerade Fasern der Serie 3 im nicht wärmebehandeltem Beton im Vergleich mit den beschichteten, geraden Fasern in wärmebehandeltem Beton der Serie 1

Zusammenfassend lassen sich zwei zentrale Schlussfolgerungen ziehen:

1) Guter Verbund von Stahl und UHPC

Der gute Verbund zwischen dem Stahl und dem UHPC ermöglicht es, auch glatte Fasern teilweise bis zur Stahlfestigkeit auszunutzen. Darüber hinaus bleiben die Auszugskräfte während des gesamten Auszugprozesses im Bereich der Maximalkräfte ohne deutliche Lastabfälle. Der Versagensmechanismus kann daher als sehr duktil beschrieben werden.

2) Große Streuung der Ergebnisse

Mögliche Ursachen für die auftretenden Streuungen können die Luftporen sein, welche bei den Versuchskörpern an der Betonoberfläche unter der Folie während der Betonage entstanden sind. Die Fasern wurden durch eine Folie in den Beton

eingesteckt, so dass es möglich ist, dass an der Betonoberfläche kein vollständiger Kontakt zwischen dem Gewindestift, in dem die Faser eingebracht ist, und dem Beton hergestellt werden konnte. Eine weitere Ursache könnte die durch den Schneidprozess der Faser entstandene Ausformung an den Enden der Fasern sein, welche eine sehr variable Geometrie aufweisen kann. *Willie und Naaman (2010)* äußern die Vermutung, dass die Ausformung einen Beitrag zum Faserwiderstand leistet und sich eine mögliche Streuung der Geometrie auf das Tragverhalten nachteilig auswirkt.

### 7.3 Computertomographie - Grundlagen und Anwendung auf UHPFRC

#### 7.3.1 Allgemeines, Faseranalyse im Beton

Es können verschiedene Methoden angewandt werden, um die im Beton enthaltenen Fasern nach Menge und Lage zu erfassen. Diese sind – neben der Computertomografie – das Prinzip der ferromagnetischen Induktion, die Methode der elektrischen Messungen des Widerstandes oder der Impedanz, Mikrowellenverfahren sowie die optische Messung im Querschnitt mittels digitaler Bildverarbeitung. Ein zusammenfassender Vergleich der verschiedenen Erfassungsmethoden wird in Abb. 7.30 gegeben.

Die ferromagnetische Induktion wirkt sich im Stahlfaserbeton lediglich auf die Fasern und ggf. auf die Betonstahlbewehrung aus, wodurch es möglich wird, mittels dieser Messung Informationen über die Anzahl der Fasern und deren Ausrichtung zu gewinnen. Am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der Technischen Universität Braunschweig wurden Messungen nach dem oben beschriebenen Prinzip in Kooperation mit der Firma Hertz - Systemtechnik GmbH Delmenhorst entwickelt und durchgeführt. Die Firma stellte das Gerät BSM 100 zu Verfügung. Der Sensor des Gerätes kann Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm analysieren. Um Aussagen zur Faserausrichtung treffen zu können, muss die Probe von drei Seiten gescannt werden. Der Messsensor umhüllt dabei während der Messung den Betonwürfel und besteht aus einer Erregungsspule, die das magnetische Signal generiert, und einer Induktionsspule zum Auslesen des Signals. Diese misst die Spannung und vergleicht den gemessenen Wert mit einer Datenbank (*Wichmann et al. (2013)*). Eine im Durchschnitt gute Übereinstimmung der per ferromagnetischer Induktion erzielten Ergebnisse mit denen der Computertomographie konnte von *Schnell et al. (2010)* nachgewiesen werden.

Messverfahren/ Eigenschaft	Optoanalytisches Verfahren	3D-Computer- tomografie	Impedanz- spektroskopie	Mikrowellen- verfahren	Induktions- verfahren
Messprinzip:	optisch	Röntgen- durchstrahlung	elektrisch	elektrisch	elektromagnet. Induktion
Messung:					
Stahlfasergehalt	++	++	+	++	+++
Faserorientierung	++	+++	-/+	-/+	+++
Kunststofffasern	+	++	(+)	(+)	-
Laborprobe	ja	ja	ja	ja	ja
Baustelle (Probe)	nein	nein	ja	ja	ja
am Bauwerk	nein	nein	(ja)	(ja)	nein
Frischbeton	nein	(ja)	(ja)	(ja)	ja
Festbeton	ja	ja	ja	ja	ja
Kombibewehrung	ja	ja	nein	nein	teilweise
Zuverlässigkeit/ Genauigkeit:	++	+++	+	+	+++
Tiefenaussage:	-	++/+++	+	+	++/+++
Messgerät:					
Kosten	++	-	+	+	++
Messzeit	+++	-	++	++	+++
Mobilität	(+)	-	+++	+++	+++
Auswertedauer:	-	-	+	+	+++
Gesamtaufwand:	+	-	++	++	+++
Expertensystem:	(nein)	ja	ja	ja	nein
Einfluss-, Fehlergrößen:	Probenvorbereitung, Automatisierung	Probengröße	Betoneigenschaften Temperatur	Betoneigenschaften Temperatur	Fasertyp, magnetische Zuschläge

Legende: ( ) mit Einschränkung; - schlecht (nicht möglich), + mäßig (unter bestimmten Voraussetzungen möglich), ++ gut, +++ sehr gut/ausgezeichnet

Abb. 7.30: Vergleich der verschiedenen Fasererfassungsmethoden ( *Wichmann et al. (2013)*)

Die Messung des elektrischen Widerstandes wurde erstmals von *Lataste et al. (2008)* an UHPFRC angewandt. Dabei wurde eine Korrelation zwischen den Messwerten und der Faserausrichtung sowie dem Fasergehalt beobachtet. Der elektrische Widerstand im Beton ist abhängig von der Präsenz von Elektrolyten und von den Stahlfasern. Durch Messungen mit zwei Elektroden an verschiedenen Stellen auf der Betonoberfläche einer Betonplatte können Unterschiede erfasst werden, welche auf die Faseranzahl und deren Ausrichtung zurückzuführen sind. Eine ähnliche Funktionsweise weist die AC Impedanz Spektroskopie auf: Hierbei wird Wechselstrom mit verschiedenen Frequenzen mittels Elektroden in den Beton eingeleitet und die Widerstände gemessen (*Woo et al. (2005)*).

Im Vergleich zu CT-Aufnahmen oder optischen Messungen mittels digitaler Bildverarbeitung können sowohl die Verfahren der ferromagnetischen Induktion als auch die der AC Impedanz Spektroskopie keine detaillierte Charakterisierung des Materials liefern. Zudem sind die beiden beschriebenen Verfahren relativ empfindlich in Bezug auf eine nicht gleichmäßige Verteilung der Fasern und größere Problemen können zudem bei einer Kombination mit konventioneller Bewehrung auftreten. Dennoch bergen diese Verfahren –unter der Voraussetzung von Weiterentwicklungen– ein gewisses Potential zur überschlägigen Einschätzung der Fasern in Beton. Da es sich um zerstörungsfreie Verfahren handelt, die sowohl als potentiell sehr ökonomisch und praktisch anwendbar beschrieben werden können, bieten sich Anwendungsmöglichkeiten in Bereichen wie beispielsweise der Qualitätssicherung, Begutachtung von Bauschäden usw. an.

Zur Anwendung des Verfahrens der optischen Messung mittels digitaler Bildverarbeitung sägt man einen Probekörper an einer gewünschten Stelle durch und poliert den Querschnitt. Dieser wird anschließend fotografiert, wobei die Fasern

aufgrund unterschiedlicher Reflektionseigenschaften vom umgebenden Beton unterschieden werden können. Durch weitere Analysen und Bildverarbeitung kann die Faseranzahl erfasst und die Ausrichtung der Fasern auf Basis der vorhandenen Faserquerschnitte ermittelt werden. Diese Methode wurde erfolgreich von *Frettlöhr (2011)* an UHPFRC angewandt. Bei den Versuchen konnte die genaue Faseranzahl und –ausrichtung bestimmt werden. Theoretisch kann das Verfahren an beliebig großen Querschnitten angewandt werden. Begrenzt wird das Verfahren der optischen Messung mittels digitaler Bildverarbeitung allerdings durch folgende Faktoren *Frettlöhr (2011)*):

- komplexe Handhabung
- direkte Aufnahme im Versagensquerschnitt nicht möglich
- nicht für alle Fasermaterialien anwendbar (geringer Kontrast im Bild)
- nur gerade Fasern erfassbar

### 7.3.2 Computertomographie

Seit den ursprünglich medizinischen Anwendungen in den 70er Jahren, fand die Computertomographie (CT) weitere Anwendungsfelder, unter anderen bei Werkstoffuntersuchungen. In den letzten Jahren wurden insbesondere an der Technischen Universität Kaiserslautern in Kooperation mit dem Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik (ITWM) Versuche zur Erfassung und Analyse von Fasern in Beton durchgeführt (*Schnell et al. (2010)*). Praktische Anwendungen der Computertomographie in der Betontechnologie sind die Qualitätssicherung der Herstellungsprozesse von Faserbetonen, die Validierung von rheologischen Simulationen und Schadensanalysen.

Das Verfahren der Computertomographie basiert auf einer Serie von Röntgenaufnahmen eines Probekörpers. Dabei wird der Probekörper um eine Achse gedreht und somit aus verschiedenen Winkeln durchleuchtet. Wie Abb. 7.31 verdeutlicht, ist der Probekörper bei der Aufnahme auf einem Präzisionsdrehteller vor dem Strahler platziert. Die Röntgenbestrahlung durchdringt den Probekörper und wird von einem dahinterliegenden Detektor aufgenommen. Je kleiner der Probekörper ist, desto näher kann dieser vor dem Strahler platziert werden und desto größer ist die geometrische Vergrößerung auf dem dahinterliegenden Sensor. Die maximale Größe des Probekörpers, die aufgenommen werden kann, ist durch zwei Faktoren begrenzt: Erstens die Leistung des Strahlers zur kompletten Durchdringung des Probekörpers und zweitens die Auflösung des dahinterliegenden Sensors. Je kleiner die zu beobachtenden Details sind, desto näher muss der Probekörper vor dem Strahler platziert werden, um eine ausreichende geometrische Vergrößerung auf dem Sensor zu erzielen.

In der vorliegenden Arbeit sind Fasern mit einem Durchmesser von 0,175 mm und der lokalisierte Riss von besonderem Interesse. Aufgrund der Leistung des zur Verfügung stehenden Strahlers wurden die Abmessungen der quaderförmigen Probekörper auf einen Querschnitt von 40 x 40 mm begrenzt. Dies entspricht einer Diagonalen von 56 mm.



Die im Querschnitt enthaltenen Materialien wie Luftporen, Zementstein, Gesteinskörnung und Stahlfasern erscheinen aufgrund ihrer unterschiedlichen Strahldurchlässigkeit in verschiedenen Grautönen. Die aufgenommenen Projektionsbilder werden dann zur Rekonstruktion eines 3D-Objektes zusammengefasst. Für die Bildverarbeitung wurde in der vorliegenden Arbeit das Programm MAVI (Modular Algorithms for Volume Images) des Fraunhofer ITWM verwendet. Ein Beispiel der 3D-Rekonstruktion eines gekerbten uniaxialen Zugprobekörpers zeigt Abb. 7.32. Auf Basis der 3D-Rekonstruktion können beliebige Schnitte erzeugt werden, Abb. 7.32 links zeigt einen Schnitt senkrecht zur Zugachse des Probekörpers, im rechten Bild wird ein Schnitt parallel zur Zugachse des Probekörpers dargestellt. In dieser Darstellung erscheinen die Fasern hellgrau, der Beton dunkelgrau und der luftgefüllte Raum im Riss schwarz. Zudem kann beobachtet werden, dass die Fasern vorzugsweise in Längsrichtung ausgerichtet sind und dass die Schärfe der Fasern im Bereich der Ecken in der Darstellung zunehmend schlechter wird. Dadurch, dass die Röntgenstrahlen den gesamten Probekörper durchdringen müssen, die zu durchdringende Länge allerdings je nach Richtung der Aufnahme variiert, kann es zu diesen Artefakten bei der Rekonstruktion kommen. Vor der Analyse der Fasern können ggf. Filter angewendet werden, welche den Kontrast erhöhen. Diese führten allerdings in Bezug auf die oben beschriebenen Artefakte zu keiner nennenswerten Verbesserung des projizierten Bildes.

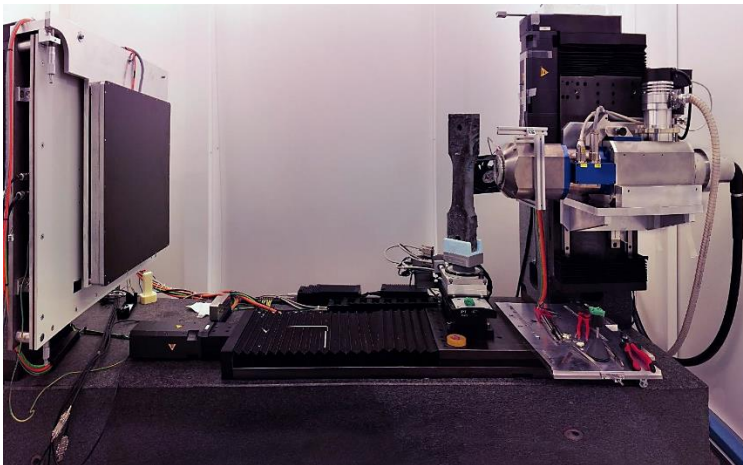


Abb. 7.31: Computertomograph am Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik (ITWM) in Kaiserslautern

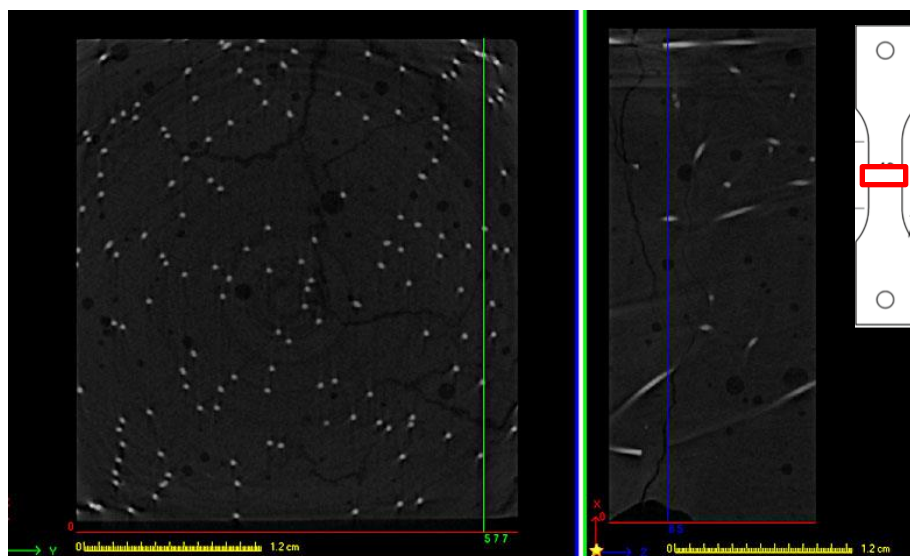


Abb. 7.32: 3D-Rekonstruktion einer Computertomographieaufnahme an einem gekerbten uniaxialen Zugprobekörper im gerissenen Querschnitt; links, Schnitt senkrecht zur Zugachse; rechts, Schnitt parallel zur Zugachse

Der erste wesentliche Schritt bei der Nachbearbeitung für die Faseranalyse ist die Segmentierung, d. h. die Erkennung und „Trennung“ der Fasern vom Beton. Dieses Verfahren wird in diesem Fall „Binärisierung“ genannt, da in der 3D-Aufnahme lediglich zwischen „ausgewählt“ (z. B. Fasern) und „nicht ausgewählt“ (restlicher Querschnitt) unterschieden wird. Die Selektion der verschiedenen Materialien erfolgt durch eine Auswahl verschiedener Schwellenwerte für die Grautöne. Wie in Abb. 7.32 zu erkennen ist, werden die Fasern nicht perfekt scharf dargestellt und nicht alle Voxel einer Faser besitzen genau denselben Grauton. In der Grenzzone zwischen Fasern und Beton verändern sich die Grautöne gleitend. Deshalb hat die Wahl dieser Schwellenwerte eine direkte Auswirkung auf die „Menge“ von Material, das ausgewählt wird. So hat beispielsweise der Schwellenwert bei der Segmentierung der Faser eine direkte Auswirkung auf den angezeigten Durchmesser der Fasern, aber nur einen sehr geringen Einfluss auf die ermittelte Faserausrichtung (*Schnell et al. (2010)*). Da der Faserdurchmesser in der Regel bekannt ist, kann dieser theoretisch verwendet werden, um die Wahl des Schwellwertes zu überprüfen und ggf. zu korrigieren. Aufgrund der Unschärfe und der Spiegelungsartefakte der Fasern an den vier Ecken des Probekörpers wird der Faserdurchmesser bei jedem Schwellenwert in diesem Bereich deutlich größer angezeigt als der Durchmesser in der Mitte der Aufnahme. Abb. 7.33 verdeutlicht diesen Effekt.

Mit dem gleichen Verfahren können ebenso Luftporen oder Risse segmentiert werden. Abb. 7.34 zeigt die Fasern und die Rissoberfläche in einer 3D-Rekonstruktion ohne Darstellung des Betons.

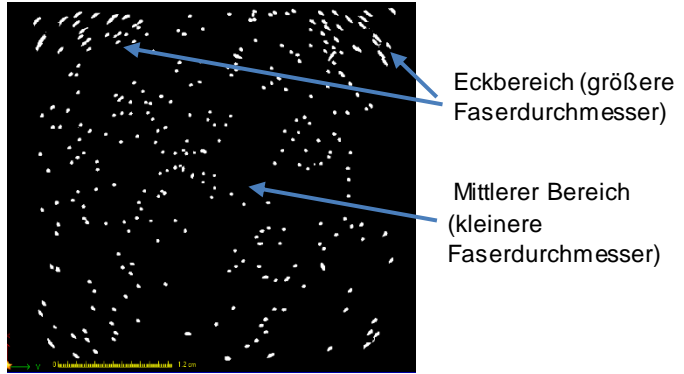


Abb. 7.33: Segmentierung der Fasern, im mittleren Bereich scheint der Faserdurchmesser kleiner zu sein

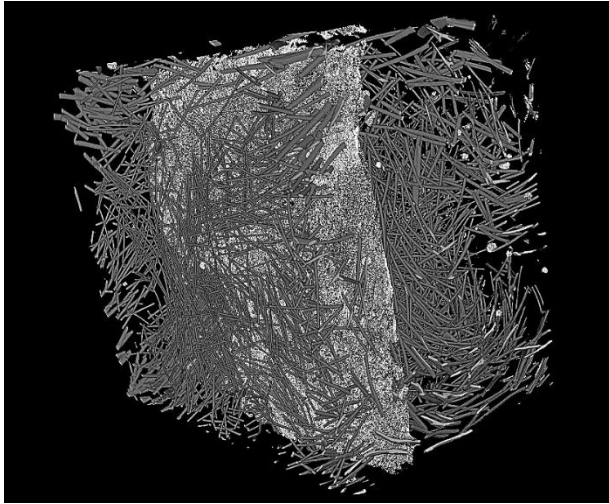


Abb. 7.34: Segmentierung der Fasern (dunkelgrau) und des Risses (hellgrau) bei einem uniaxialen Zugprobekörper mit einem Querschnitt von 40 x 40 mm und einer Länge in Zugrichtung von ca. 20 mm

Bei der Analyse der Fasern wird in der Literatur oft der Faserorientierungsbeiwert  $\eta_\varphi$  verwendet. Dieser wird in *Markovic (2006)* als Summe der Projektion der einzelnen Faserachsen in einer bestimmten Richtung definiert:

$$\eta_\varphi = \frac{1}{n_f} \cdot \sum_{i=1}^{n_f} \cos \varphi_i \quad (7-12)$$

Hierbei ist  $n_f$  die Anzahl an Fasern,  $\varphi_i$  der Winkel der  $i$ -ten Faser zu der Bezugsrichtung  $\varphi$ . Der Faserorientierungswert  $\eta_\varphi$  gibt ein globales Maß der Ausrichtung der Fasern an und kann bezogen auf die senkrecht bis parallel zur Achsenrichtung  $\varphi$  ausgerichteten Fasern, Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Bei eindimensionaler (1D) Faserausrichtung ist  $\eta_\varphi$  gleich 1. Wenn alle Fasern parallel zu derselben Ebene (2D, zweidimensionale Ausrichtung) liegen und in der Ebene zufällig

ausgerichtet sind, ist der Faserorientierungsbeiwert  $\eta_\phi$  gleich 0,637. Ein Faktor von 0,405 wird erreicht, wenn die Fasern vollständig zufällig im Raum ausgerichtet (3D) sind. In diesem Fall spricht man von einem isotropischen Material, da die Eigenschaften in alle Richtungen identisch sind. Eine Berechnung der obengenannten Werte ist beispielsweise in *Frettlöhr (2011)* aufgeführt.

Nach der Fasersegmentierung können die einzelnen Fasern als verschiedene Objekte (Labeling in *MAVI (2014)*) erkannt werden. Von diesen Objekten können dann verschiedene Eigenschaften ausgelesen werden wie z. B. die Position, die Ausrichtung und der Durchmesser der Faser (Particle Analysis). Im rechten Bild von Abb. 7.35 sind Fasern nach dem Labeling gezeigt: die verschiedenen Farben entsprechen hierbei verschiedenen Objekten. Bei dieser Vorgehensweise erhält man allerdings keine Informationen zur effektiven Verankerungstiefe der Fasern.

In Bereichen, in denen Fasern sehr nah beieinanderliegen, nur unscharf dargestellt werden oder sich berühren, kann es vorkommen, dass mehrere Fasern als ein einziges Objekt behandelt werden. Das trifft insbesondere auf die Eckbereiche zu (siehe Abb. 7.33). Deutlich bessere Ergebnisse wurden bei der Analyse erzielt, wenn aus der gesamten 3D-Aufnahme Scheiben der Dicke von 2 bis 5 mm ausgeschnitten wurden (Abb. 7.35). In diesem Fall wird die Wahrscheinlichkeit, dass die Fasern sich berühren, kleiner und entsprechend geringer werden die „Klumpen“, die als zusammenhängendes Objekt erkannt werden. Diese Scheibendicke ist dennoch ausreichend zur Bestimmung der Anzahl und Ausrichtung der einzelnen Fasern.

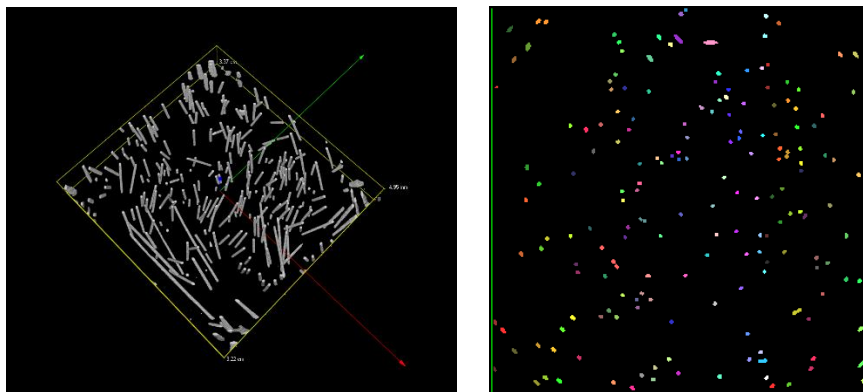


Abb. 7.35: Segmentierung der Fasern; links, nach der Binarisierung; rechts, nach dem Labeling der Fasern; in dem dargestellten Schnitt w eisen fast alle benachbarten Fasern eine unterschiedliche Farbgebung auf

## 7.4 Experimentelle Untersuchungen und CT-Aufnahmen

### 7.4.1 Uniaxiale Zugversuche

Aufgrund des mit CT-Aufnahmen verbundenen Aufwandes und der hohen Kosten wurde die Anzahl der Aufnahmen von Zugknochen auf insgesamt 13 beschränkt. Die ersten sieben Probekörper stammen aus den in Kapitel 5 beschriebenen Versuchen, welche als Referenzversuche für die Dauerlastversuche durchgeführt wurden. Dabei

wurden Probekörper gewählt, die unterschiedliche Faserdurchmesser, Fasergehalte und ein voneinander abweichendes Nachrissverhalten aufwiesen. Da sich die Rissgeometrie bei nicht gekerbten Probekörpern vergleichsweise komplex ausbildet, wodurch die Auswertung deutlich erschwert wird, wurden zusätzliche Probekörper hergestellt, die gekerbt wurden. Die Einkerbungen, welche mit einer Betonsäge hergestellt wurde, wiesen auf der Betonober- und -unterseite eine Tiefe von ca. 4 mm und eine Breite von ca. 3 mm auf. Auch bei diesen Probekörpern gab es Schwierigkeiten, einen Rissverlauf zwischen den beiden Einkerbungen über die gesamte Probekörperbreite zu erhalten: Von 12 Probekörpern zeigten lediglich drei einen „sauberen“ Riss an der gewünschten Stelle über den gesamten Querschnitt. Es wurde daraufhin eine weitere Charge mit Einkerbungen an allen vier Seiten der Probekörper hergestellt, wovon drei Probekörper mithilfe der Computertomographie untersucht wurden. Zudem wurden Probekörper mit Kerben von ca. 6 mm Tiefe getestet, die allerdings beim Ausbauen aus der Zugprüfmaschine auseinanderbrachen. Zwei der nicht gekerbten und drei der gekerbten Probekörper wiesen einen Faserdurchmesser von 0,40 mm auf, während die übrigen Fasern einen Faserdurchmesser von 0,175 mm hatten.

Für die CT-Aufnahmen wurden die Zugversuche unterbrochen, bevor es zu einem Versagen bzw. Bruch des Probekörpers kam. Die Probekörper ohne Einkerbung wurden bis zu einer Ausdehnung von ca. 0,5% gefahren und bei den gekerbten Probekörpern bis zu einer Öffnungsweite der Kerbe von ca. 0,175 mm. Die Wahl dieser Grenzwerte erlaubt es, den ersten Teil des Nachbruchverhaltens und die maximalen Lasten ohne Komplettauszug der Fasern zu ermitteln, so dass die Richtungsanalyse nicht verfälscht wird. Würde die Last weiter gesteigert werden, wären die Fasern im gerissenen Querschnitt zum Versuchsende in Auszugrichtung ausgerichtet. Bei den gekerbten Probekörpern wies der Riss nach der Entlastung eine relativ geringe Rissbreite auf, so dass dieser bei den CT-Aufnahmen nicht über den ganzen Querschnitt deutlich zu erkennen war. Durch die Kerbung wurde es dennoch möglich, den Riss zu lokalisieren und im Folgenden zu untersuchen.

Untenstehende Tab. 7.2 enthält eine Auflistung der Probekörper, von denen CT-Aufnahmen erstellt wurden. Unter Einbeziehung des Fasergehaltes im gesamten aufgenommenen Bereich wurden die Faseranzahl im Rissbereich, die maximale Last beim Versuch  $F_{u,t}$  und die berechnete Last  $F_{u,r}$  ermittelt. Um den Riss mit seinem unregelmäßigen Verlauf bei den nicht gekerbten Probekörpern vollständig bei der Analyse mit der obengenannten Methode einzuschließen, wurde der zu untersuchende Bereich in verschiedene „Scheiben“ mit einer Dicke  $d_f$  geteilt. Diese wurden bei den Probekörpern mit einem Faserdurchmesser von 0,175 mm zwischen 469 und über 922 Fasern erfasst. Bei den Probekörpern mit Fasern des Durchmessers mit 0,400 mm betrug die Faseranzahl zwischen 135 und 241. Betrachtet man die Werte in Tab. 7.2, so scheint die Faseranzahl im Versagensquerschnitt eine direkte Auswirkung auf die Versagenslast zu haben. Da die Ausrichtung der Fasern stark durch die kleinen Abmessungen der Probekörper beeinflusst wird, lagen die Faserorientierungsbeiwerte  $\eta_\phi$  zwischen 0,723 und 0,947 und somit weit über dem Wert von 0,405 der zufälligen 3D Ausrichtung (siehe Abschnitt 7.3.2). Die Ergebnisse werden in Abschnitt 7.6.2 detailliert diskutiert.

Tab. 7.2: Übersicht der per Computertomograph aufgenommenen uniaxialen Zugprobekörper

Versuch	Kerbung	$d_f$	Faser- gehalt	Faser- anzahl	$F_{u,t}$	$F_{u,r}$	$\eta_\Phi$
CT01Ø0,2	nicht gek.	0,175	1,82	536	16,97	10,98	0,883
				541		11,01	0,877
				507		10,32	0,861
CT02Ø0,2	nicht gek.	0,175	2,56	666	16,35	12,81	0,723
				683		13,13	0,731
CT03Ø0,4	nicht gek.	0,400	1,77	233	15,70	10,90	0,846
				211		10,45	0,872
				215		10,65	0,888
				231		10,91	0,897
CT04Ø0,4	nicht gek.	0,400	2,02	212	11,39	9,26	0,772
				206		9,21	0,797
				205		9,23	0,797
CT06Ø0,2-4%	nicht gek.	0,175	3,6	649	15,70	12,50	0,764
				670		12,76	0,764
				781		15,04	0,794
CT07Ø0,2-4%	nicht gek.	0,175	4,91	922	22,93	20,26	0,944
CT08Ø0,2-4%	nicht gek.	0,175	4,04	758	15,09	14,46	0,755
				770		14,68	0,770
				751		14,48	0,772
CTK01Ø0,2	gek. x2	0,175	2,6	588	15,75	12,37	0,906
CTK02Ø0,2	gek. x2	0,175	2,01	632	14,42	13,20	0,899
CTK03Ø0,2	gek. x2	0,175	1,82	469	13,00	10,14	0,947
CTK04Ø0,4	gek. x4	0,400	2,28	174	8,93	7,79	0,909
CTK05Ø0,4	gek. x4	0,400	1,83	135	8,56	6,31	0,893
CTK06Ø0,4	gek. x4	0,400	3,17	241	13,10	11,11	0,919

Abb. 7.36 und Abb. 7.37 zeigen die Last- Ausdehnungs- bzw. Last-Rissbreitenkurven der verschiedenen Probekörper. Es wird nochmals deutlich, dass gezielt Probekörper mit unterschiedlichem Verhalten bezüglich der maximalen Last nach dem ersten Riss und des Nachbruchverhaltens für die CT-Aufnahmen ausgewählt wurden, um einen möglichen Einfluss der Fasern (Faserausrichtung und –gehalt) auf die Streuung der Versuchsergebnisse der Zugversuche ermitteln zu können.

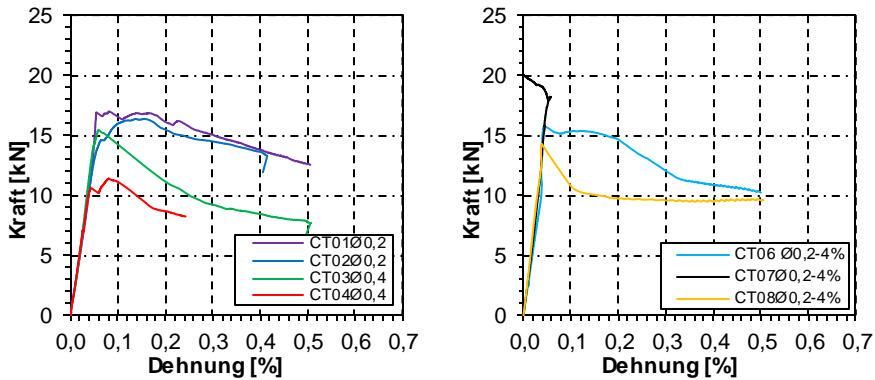


Abb. 7.36: Last-Ausdehnungskurven der nicht gekerbten Probekörper. Bei dem Probekörper CT07Ø0,2-4% befand sich der Riss, der zum Versagen führte, außerhalb des gemessenen Querschnitts

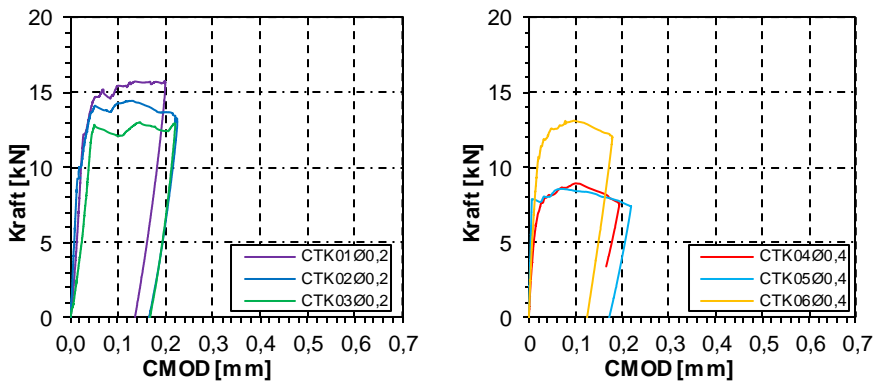


Abb. 7.37: Last-Rissbreitenkurven (CMOD) der gekerbten Probekörper; links: mit 0,175 mm Faserdurchmessern; rechts: mit 0,400 mm Faserdurchmesser

#### 7.4.2 Einfluss der Faserausrichtung

Hinsichtlich des Beitrags der einzelnen Faser zum Nachrissverhalten des Probekörpers ist neben der Fasereinbindetiefe und dem Faserorientierungsbeiwert der Winkel der Faser zur Rissebene von Bedeutung. Auf Basis der Analyse in MAVI wurde für jedes einzelne Faserobjekt die Richtung bzw. der Winkel zur Rissebene abgeleitet. Die Ergebnisse der Auswertung sind für die nicht gekerbten Probekörper in Abb. 7.38 und für die gekerbten Probekörper in Abb. 7.39 dargestellt. In diesen Diagrammen stellen Linien derselben Farbe und unterschiedlicher Liniendarstellung die verschiedenen, analysierten „Scheiben“ desselben Probekörpers dar. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Scheiben eines Probekörpers fielen sehr gering aus (Abb. 7.38), sowohl hinsichtlich der Faseranzahl (siehe Tab. 7.2) als auch der Faserausrichtung. Ein ähnliches Verhalten konnte *Frettlöhr (2011)* bei seine Probekörpern durch optische Messungen an verschiedenen Querschnitten feststellen. Die beste Ausrichtung der Fasern in Zugrichtung wurde in der Aufnahme CT07 ( $\eta_\varphi = 0,95$ ) aufgenommen. Hier hatten 90% der Fasern eine Neigung kleiner als  $25^\circ$

zu der Zugrichtung, während bei der Aufnahme CT02 mit  $\eta_\varphi = 0,72$  der niedrigste Wert erzielt wurde. In diesem Fall wiesen nur ca. 25% der Fasern eine Neigung kleiner als  $25^\circ$  auf. Die Faserausrichtung in Kombination mit der höheren Faseranzahl in der Probekörpermitte verursachte beim Probekörper CT07 ein Versagen außerhalb des Messbereichs. Die Verläufe der übrigen Probekörper in Abb. 7.38 lagen zwischen den genannten Grenzwerten.

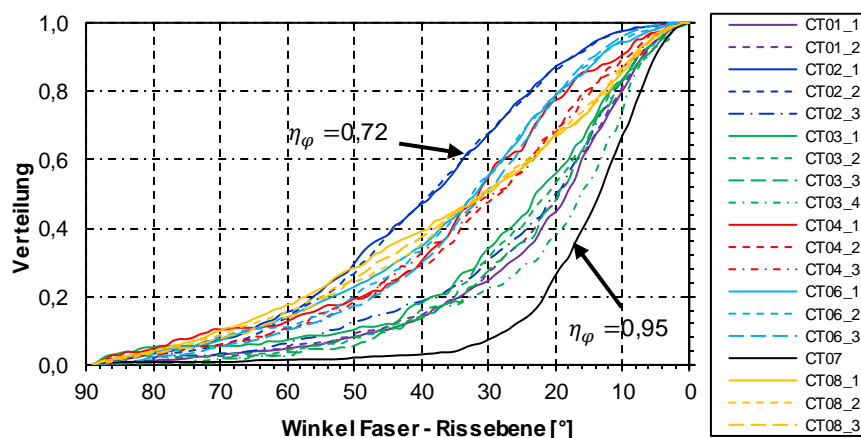


Abb. 7.38: Ausrichtung der Fasern zur Rissebene bei den nicht gekerbten Probekörpern (die Färbung der Graphen stimmt mit der Farbgebung in Abb. 7.36 überein)

Die Faserausrichtungen waren bei den gekerbten Probekörpern relativ ähnlich (Abb. 7.39). Bei den gekerbten Probekörpern mit Fasern mit einem Durchmesser von 0,175 mm konnte eine gute Korrelation der Faseranzahl mit den maximalen Lasten festgestellt werden. Bei den drei Probekörpern mit 0,400 mm dicken Fasern konnte ebenfalls eine relativ gute Abhängigkeit der maximalen Last zur Faseranzahl beobachtet werden, mit Ausnahme des Probekörpers CTK04. Dieser wies trotz der höheren Faseranzahl von 174 gegenüber den 135 bei CTK05 eine kleinere maximale Last als der Probekörper CTK05 auf.

Da die Faserausrichtung in den untersuchten Probekörpern relativ ähnlich war, konnten keine belastbaren Aussagen zum Einfluss der Faserausrichtung auf die mechanischen Eigenschaften getroffen werden.



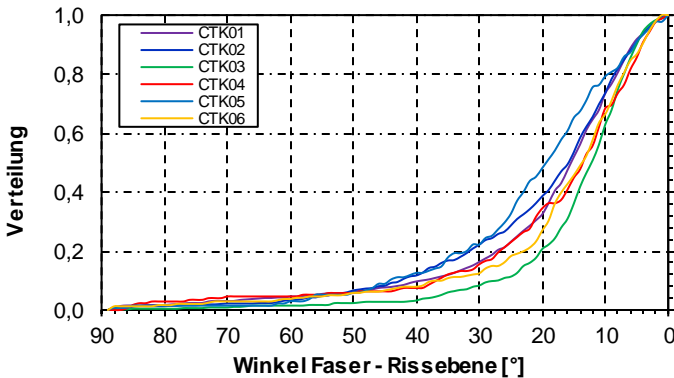


Abb. 7.39: Ausrichtung der Fasern zur Rissebene bei den gekerbten Probekörpern

## 7.5 Korrelation zwischen Faserausrichtung und Zugfestigkeit

### 7.5.1 Faserausrichtung in der Literatur

In der Literatur wie beispielsweise in *Bernier und Behloul (1996)* oder *Leutbecher (2007)* wird die Faserausrichtung bei der Ermittlung der Zugfestigkeit durch lineare Proportionalität mit dem Faserorientierungsbeiwert berücksichtigt:

$$f_{ct}(\eta) = \eta \cdot f_{ct,1D} \quad (7-13)$$

wobei  $f_{ct,1D}$  die Zugfestigkeit bei eindimensionaler Faserausrichtung beschreibt. Erste Untersuchungen zum Einfluss der Faserausrichtung auf die Biegezugfestigkeit wurden von *Bernier und Behloul (1996)* durchgeführt. Dabei wurden RPC-Platten (Reactive Powder Concrete) mithilfe einer Art Gitter betoniert, um die Fasern vorzugsweise in einer Richtung auszurichten. Direkt nach der Betonage wurde das Trenngitter von der Betonoberfläche entfernt und aus der betonierten Platte wurden Balken mit den Abmessungen 40x200 mm und einer Stärke von 25 mm ausgesägt. Durch das Aussägen der Balken aus der Platte in Winkeln zwischen 0 und 90°, bezogen auf die ursprüngliche Lage des Gitters (siehe Abb. 7.40), wurden somit Probekörper hergestellt, die alle Fasern nahezu in derselben Richtung aufwiesen. In Abb. 7.40 werden die Spannungs-Durchbiegungskurven für die unterschiedlichen Winkel der Fasern gezeigt: Diejenigen Fasern der Probekörper, die parallel zu der Zugrichtung, ( $\theta = 90^\circ$  in Abb. 7.40; bei dieser Literaturstelle wird in Gegensatz zum vorliegend Forschungsvorhab der Winkel Faser-Rissebene mit  $\theta$  bezeichnet) ausgerichtet sind, zeigten den besten Wirkungsgrad. Dieser verringert sich mit kleiner werdendem Winkel. An der Spannungs-Durchbiegungskurve der Probekörper mit einem Winkel von  $\theta = 0$  wird deutlich, dass die Fasern nach der Methode von *Bernier und Behloul (1996)* nicht exakt ausgerichtet wurden: Anstelle eines spröden Versagens wie in unbewehrtem Beton zeigte sich ein Strain-softening Verhalten unter Ausbildung eines Plateaus bei ca. 7 MPa. Der Einfluss der Faserausrichtung auf die Erstrissspannung kann für Neigungen größer als 45° als mäßig beschrieben werden, wohingegen bei kleineren Neigungswinkeln eine Art „Trennwirkung“ auftritt, mit niedrigeren Zugspannungen bei der Erstrissbildung als bei Beton ohne Fasern. Selbst wenn die einzelnen Fasern bei steigenden Auszugswinkeln  $\theta$  teilweise höhere maximale

Verbundspannungen übertragen können, zeigt das Material Faserbeton dennoch deutlich geringere maximale Lasten, eine geringere Bruchenergie und ein deutlich schlechteres Nachrissverhalten als bei kleineren Winkeln  $\theta$ .

Frettlöhr (2011) übertrug die in Abb. 7.40 dargestellten Beugezugfestigkeiten aus Bernier und Behloul (1996) in das Diagramm in Abb. 7.41 in Abhängigkeit von dem Winkel  $\theta$ . Im Ergebnis zeigt sich, dass die Zugfestigkeit für einen Winkel  $\theta$  zwischen  $90^\circ$  und  $45^\circ$  ( $\theta$  gleich definiert wie in Bernier und Behloul (1996),  $\eta$  zwischen 1 und 0,7) im Vergleich zu der Zugfestigkeit für Winkel  $\theta$  von 0 bis  $45^\circ$  in geringerem Maße mit kleiner werdenden Winkel  $\theta$  abnimmt. Somit wurde kein lineares Verhalten zwischen  $\eta$  und  $\theta$  festgestellt, was dem linearen Ansatz von Gleichung (7-13) widerspricht. Frettlöhr (2011) schlug für die  $\eta - \theta$  Beziehung den in Abb. 7.41 in rot markierten Verlauf vor. Dieser besitzt ausgehend von den Ergebnissen von Bernier und Behloul (1996) als Ausgangspunkt den Koordinatenursprung, um zu berücksichtigen, dass die Fasern senkrecht zur Zugrichtung keinen Beitrag hinsichtlich der Zugfestigkeit leisten können.

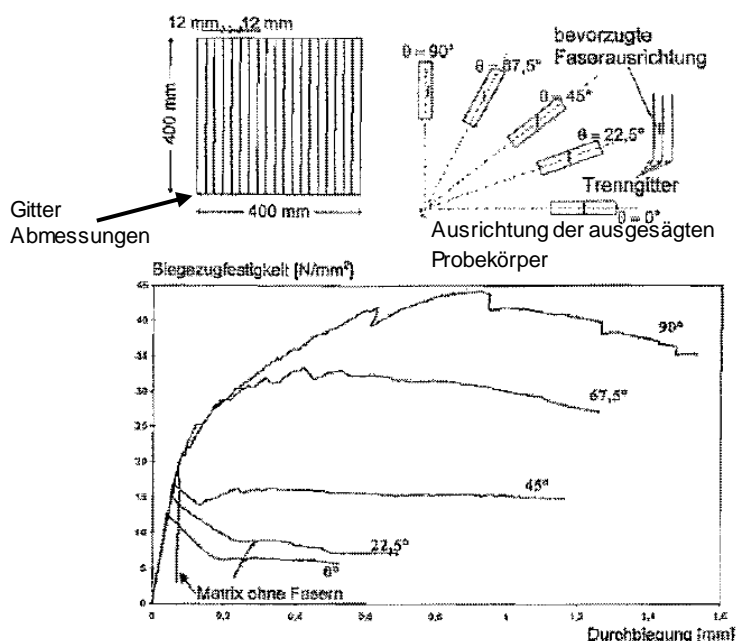


Abb. 7.40: Oben, Abmessungen der Gitter und Ausrichtung der ausgesägten Probekörper im Grundriss in Bezug auf die Gitterausrichtung; unten, Zugspannungsdurchbiegungsdiagramm für die verschiedenen Faserausrichtungen (Bernier und Behloul (1996))

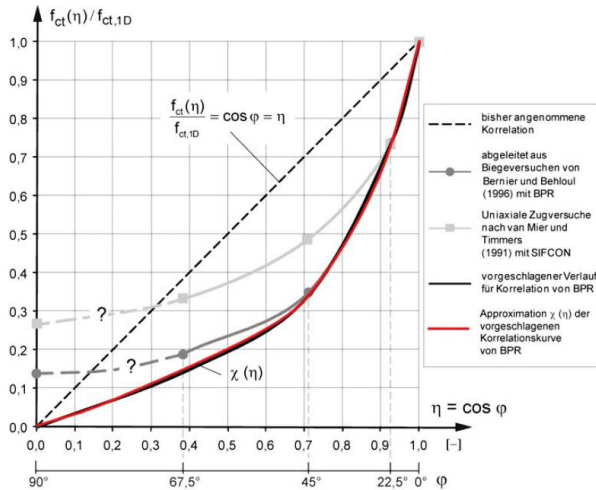


Abb. 7.41: Relative Biegezugfestigkeiten  $f_{ct}/f_{ct,1D}$  im Bezug auf den Faserorientierungsbeiwert  $\eta$  aus den Versuchen von *Bernier und Behloul* (1996) und anderen Literaturstellen, aufgetragen von *Frettlöhr* (2011) in Bezug zu dem Winkel  $\theta$ ; in Rot eingezeichnet der Vorschlag von *Frettlöhr* (2011) für den von *Bernier und Behloul* (1996) getesteten RPC

Neben dem Faserorientierungsbeiwert  $\eta$  wird oft ein weiterer Parameter verwendet, der sogenannte Faserwirksamkeitsbeiwert  $g$ , um die Abweichung der Zugfestigkeit für die unterschiedlichen Faserneigungen zu berücksichtigen. Dieser Wert ist z. B. bei *Pfyl* (2003) oder *Bernier und Behloul* (1996) gleich 1, bei *Markovic* (2006) größer als 1. *Voo und Foster* (2003) schlugen für den Faserwirksamkeitswert mit zunehmendem Fasergehalt, aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung der Fasern, einen Wert von kleiner als 1 vor. Weitere Einflussfaktoren sind die Festigkeit des Betons und das Vorhandensein von sogenannten Faserklumpen *Markovic* (2006).

## 7.6 Nachrechnung der uniaxialen Zugversuche

Die im folgenden beschriebenen Untersuchungen verfolgen das Ziel, das Last-Rissöffnungsverhalten der per Computertomograph aufgenommenen Probekörper auf Basis der Versuchsergebnisse der einzelnen Faserauszugsversuche einschätzen bzw. ableiten zu können.

### 7.6.1 Annahme und Methode zur Nachrechnung der uniaxialen Zugversuche

Da es nicht möglich war, mittels der CT-Aufnahmen Daten zur Fasereinbindetiefe zu gewinnen, wurde die Fasereinbindetiefe  $h_{ef}$  im Rissquerschnitt mit einer konstanten Probabilitätsverteilung zwischen null und  $l_f/2$  angenommen:

$$p(h_{ef}) = \frac{2}{l_f} \quad \text{für } 0 \leq h_{ef} \leq \frac{l_f}{2} \quad (7-14)$$

wobei  $p(h_{ef})$  die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion von  $h_{ef}$  ist. Praktisch kann mit dieser Annahme jede Faser mit derselben Wahrscheinlichkeit eine Einbindetiefe zwischen 0 und  $l_f/2$  annehmen. Die mittlere Verankerungstiefe ist demnach  $1/4 l_f$ . Es wird weiterhin angenommen, dass die Fasern bei der Rissöffnung nur auf derjenigen Seite ausgezogen werden, auf der die geringere Verankerungstiefe vorliegt. Die andere Seite der Faser haftet starr an der Betonmatrix.

Die Last für eine bestimmte Rissöffnungsweite  $w$  unter axialer Zugbeanspruchung wird als Summe der Faserkräfte  $F_i$  aller  $n$  Fasern, die durch einen Riss verlaufen, angenommen:

$$F = \sum_{i=1}^n F_i(h_{ef,i}, \theta_i) \quad (7-15)$$

Die Kräfte  $F_i(h_{ef,i}, \theta_i)$  sind dabei nur von der Verankerungstiefe  $h_{ef,i}$  und der Fasernerigung zur Rissoberfläche  $\theta_i$  abhängig. Die Winkel  $\theta_i$  wurden anhand der Analyse der CT-Aufnahmen ermittelt.

Durch die gemittelten Faserverbundspannungen von Abb. 7.28 und Abb. 7.29 wird die Kraft während des Auszugsprozesses durch die umgestellte Gleichung (2-3) berechnet:

$$F_i = \tau_{f,i} \cdot (h_{ef,i} - \delta) \quad (7-16)$$

Die Verbundspannungen der einzelnen Fasern  $\tau_{f,i}$  werden mit dem Winkel  $\theta_i$  wie folgt berechnet: Die Fasern, die eine kleinere Verankerungstiefe als  $l_f/4$  aufweisen, nehmen die für  $l_f/4$  ermittelten Verbundspannungen an. Die Fasern, die eine Verankerungstiefe zwischen  $l_f/4$  und  $l_f/2$  besitzen, nehmen den linear interpolierten Wert der in den Versuchen für die zwei Verankerungstiefen ermittelten Verbundspannungen an. Mit dem Winkel  $\theta_i$  der einzelnen Fasern wird die Faserverbundspannung  $\tau_{f,i}$  ebenfalls durch Interpolation zwischen den in den Versuchen für die drei Neigungen (0, 30 und 60°) ermittelten Verbundspannungen bestimmt. Das Verhalten der Fasern mit einer Neigung zwischen 60° und 90° ist aufgrund der Mikrobetonabplatzungen relativ schwierig vorherzusagen. Je größer der Faserauszugswinkel  $\theta$  ist, desto größer wird der Einfluss der auftretenden Mikrobetonabplatzungen und umso kleiner werden die von den Fasern aufnehmbaren Auszugskräfte. Dies führt dazu, dass die Fasern nicht mehr ausgezogen werden, sondern dass die Betonüberdeckung abplatzt. Als vereinfachte Annahme wurden die Verbundspannungen linear zwischen den ermittelten Werten bei einem Faserauszugswinkel von  $\theta = 60^\circ$  und der Verbundspannung gleich null für  $\theta = 90^\circ$  interpoliert, wodurch die Fasern, die in der Rissebene liegen, keinen Beitrag zur Zugfestigkeit leisten. Nach Foster (2001) sollten Fasern mit einer Neigung zwischen 60° und 90° generell nicht berücksichtigt werden. Bei dem vorgeschlagenen Berechnungsansatz wird weiterhin davon ausgegangen, dass die Risse eine ebene Geometrie aufweisen und dass sich die Rissufer parallel zueinander öffnen.

### 7.6.2 Kraft-Rissöffnungs-Beziehung unter axialer Zugbeanspruchung

Im Folgenden werden einige Beispiele ermittelter Kraft-Rissöffnungskurven für einen Querschnitt von 40 x 40 mm vorgestellt. Abb. 7.42 links zeigt die Kraft-CMOD Kurven für eine eindimensionale Faserausrichtung und Faserlängen von 3 bis 21 mm. Die eindimensionale Zugfestigkeit  $f_{ct,1D}$  steigt nahezu proportional zur Faserlänge bis zu einer Länge von ca. 15 mm. Da bei diesem Wert mit einer Einbindetiefe von  $l_f/2$  die Stahlzugfestigkeit der Fasern erreicht wird, kommt es zu keiner weiteren Steigerung der aufnehmbaren Faserkräfte. Die maximalen Kräfte für den gesamten Querschnitt (Abb. 7.42 links) steigen auch mit Zunahme der Faserlänge über 15 mm, da mit der Faserlänge die mittlere Einbindetiefe zunimmt und somit auch der mittlere Beitrag der Fasern zur Zugfestigkeit. Das Reißen der Fasern wird hierbei nicht betrachtet. Es wird ein vollplastisches Verhalten angenommen: Nachdem die Streckgrenze der Fasern erreicht wurde, bleibt die Faserkraft konstant.

In Abb. 7.42 rechts werden ermittelte Kraft-Rissöffnungsdiagramme für den 40 x 40 mm Querschnitt, in dem alle Fasern in verschiedene Richtungen ausgerichtet sind, dargestellt. Hier sinken mit zunehmender Faserneigung die ermittelten maximalen Kräfte: Da der Fasergehalt gleich bleibt, verläuft mit zunehmender Faserneigung eine geringere Anzahl an Fasern durch den Riss. Abb. 7.43 verdeutlicht diesen Zusammenhang.

Wenn die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Faserausrichtung nach dem in dieser Arbeit verwendeten Berechnungsmodell in einem Diagramm über dem Faserorientierungsbeiwert aufgetragen wird (siehe Abb. 7.44), liegen die ermittelten Werte für  $f_{ct}/f_{ct,1D}$  höher als in Frettlöhr (2011) (Abb. 7.41). Das bedeutet, dass die Nicht-Linearität zwischen  $\eta$  und  $f_{ct}/f_{ct,1D}$  sich in geringerem Maße auswirkt. In Abb. 7.44 ist der Verlauf der Kurve zwischen  $\eta=0$  und  $\eta=0,5$  gestrichelt dargestellt, da für Faserneigungen zwischen 60° und 90° keine Versuchsergebnisse vorliegen. Es wird dabei angenommen, dass die durchschnittlichen Werte der Verbundspannung bei 60° linear gegen 0 bei 90° absinken.

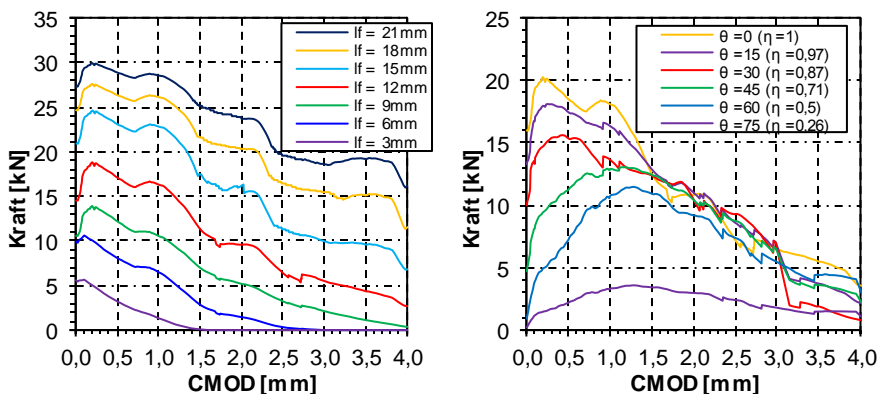


Abb. 7.42: Kraft-Rissöffnungsdiagramme; links: für verschiedene Faserlängen; rechts: für verschiedene Faserausrichtungen bei einem Probekörper mit 40 x 40 mm Querschnitt

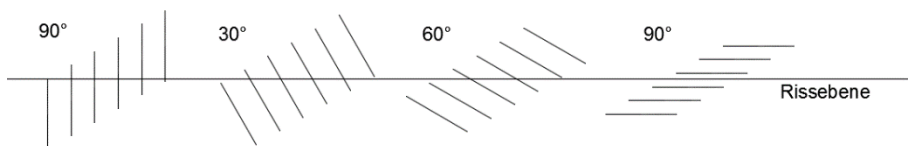


Abb. 7.43 Schematische Darstellung des Einflusses der Faserausrichtung auf die Anzahl der Fasern, die durch einen Riss verlaufen

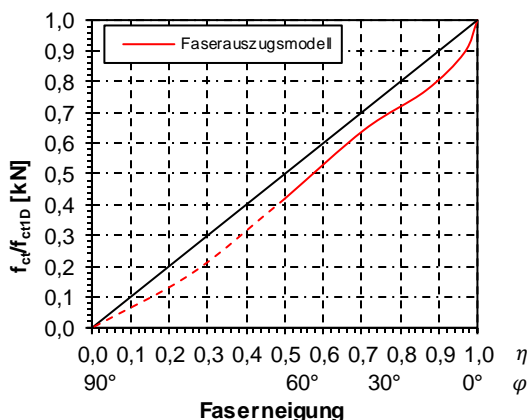


Abb. 7.44: Verhältnis der Zugfestigkeit zu der Zugfestigkeit bei eindimensionaler Faserausrichtung  $f_{ct}/f_{ct,D}$  in Bezug auf den Faserorientierungsbeiwert  $\eta$  für die nachgerechneten Kraft-Rissöffnungscurven (Abb. 7.42 links)

In Abb. 7.45 werden beispielweise einige der berechneten Kraft-Rissöffnungs-Verläufe zusammen mit den empirisch ermittelten Werten aufgetragen. Da die Ausrichtung der Fasern (Abb. 7.38, Abb. 7.39) bei den verschiedenen Probekörpern ähnlich ausfielen, zeigen die verschiedenen rechnerischen Kraft-Rissöffnungscurven in Abb. 7.45 untereinander einen ähnlichen Verlauf. Allerdings unterscheiden sich die maximalen Lasten der einzelnen Versuche aufgrund der unterschiedlichen Faseranzahl. Zusätzlich ist zu beachten, dass bei den Versuchen mit den nicht gekerbten Probekörpern als Weg die gesamte Ausdehnung im Messbereich gemessen wurde. Nachgerechnet wird aber nur die Rissbreite des lokalisierten Risses. Der Unterschied wird allerdings nach Erreichen der Maximallast sehr gering sein, da sich bei diesen Versuchen die Dehnungen im lokalisierten Riss konzentriert haben.

Bei den berechneten Kraft-Rissöffnungs-Kurven treten die maximalen Lasten bei größeren Rissbreiten, verglichen mit bei den gemessenen Werten in den Versuchen, auf. Eine mögliche Ursache könnte eine Überschätzung des Faserwegs bei den Auszugsversuchen mit dem verwendeten Versuchsaufbau sein. Ein weiterer Unterschied zwischen den berechneten und gemessenen Kraft-Rissöffnungs-Kurven ist der rasche Lastabfall in den Versuchen nach etwa 0,1 bis 0,3 mm Rissbreite bzw. Ausdehnung. Da die Versuche gestoppt wurden, ist der weitere Verlauf nicht bekannt. Mit Blick auf die in Kapitel 5 aufgeführten Referenzversuche scheint der Verlauf allerdings ähnlich zu den errechneten Verläufen zu sein.

Da die Zugversuche der per Computertomograph gescannten Probekörper frühzeitig abgebrochen wurden, ist das Nachbruchverhalten nicht vollständig bekannt. Der berechnete Kraft-Rissöffnungs-Verlauf zeigt dennoch ein ähnliches Verhalten zu den übrigen Probekörpern derselben Charge (Abb. 5.6), die bis zum Bruch belastet wurden.

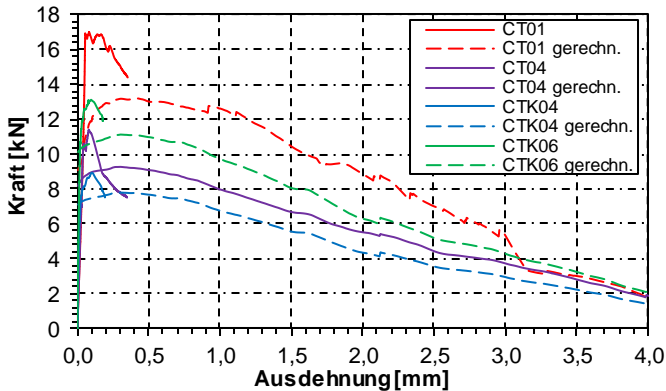


Abb. 7.45: Nachgerechnete Kraft-Rissöffnungs-Verläufe für vier uniaxiale Zugversuche (Abschnitt 7.4.1)

In Abb. 7.46 werden beispielhaft einige ermittelten Lasten gegenüber den gerechneten Maximallasten in Korrelation mit der erfassten Faseranzahl im Rissquerschnitt (Daten in Tab. 7.2) für die Fasern mit einer Dicke von 0,400 mm und 0,175 mm dargestellt. Obwohl die theoretisch ermittelten Werte in allen Fällen unter den Versuchswerten liegen, ist eine Korrelation zwischen der Faseranzahl und der Zugfestigkeit eindeutig zu erkennen. Die rechnerische Unterschätzung der maximalen Lasten beträgt im Durchschnitt 20% bei den Fasern mit einer Dicke von 0,400 mm und ca. 15% bei den 0,175 mm dicken Fasern. Die Variationskoeffizienten des Fehlers zwischen Berechnung und Versuch liegt hierbei bei ca. 8% bzw. ca. 11%. In der vorliegenden Arbeit wurden keine Auszugsversuche mit Fasern durchgeführt, deren Verankerungstiefe kleiner als  $l_f/4$  war. Die in den Versuchen aufgezeichnete Verbundspannung der Fasern mit einer Einbindetiefe von  $l_f/4$  waren höher als die der Fasern mit  $l_f/2$  (Abb. 7.28). Die Werte, welche für eine Einbindetiefe von  $l_f/4$  ermittelt wurden, wurden auch für Fasern mit  $h_{ef} \leq l_f/4$  verwendet. Aufgrund der Versuchsergebnisse ist davon auszugehen, dass für Fasern mit einer kleineren Einbindetiefe ebenfalls die rechnerisch ermittelten Maximallasten unter den tatsächlich erreichbaren Lasten liegen werden. Wenn sich, wie in Abschnitt 7.1.2 ausgeführt, durch den Herstellungs- bzw. Schneidprozess der Fasern eine Ausformung in der Art einer Endverankerung ausbildet, leistet dieser Teil der Faser zwar seinen Beitrag zur Faserzugkraft, ist aber unabhängig von der Fasereinbindetiefe. Somit wäre die Annahme, dass die Kräfte über die Einbindelänge konstant sind, in diesem Fall nicht mehr zutreffend. Das in dieser Arbeit verwendete Berechnungsmodell liefert demnach nach einer Erhöhung um den Faktor 1,15 bzw. 1,20 für die Fasern der Durchmesser von 0,175 mm bzw. 0,40 mm eine gute Übereinstimmung mit den empirisch ermittelten Werten.

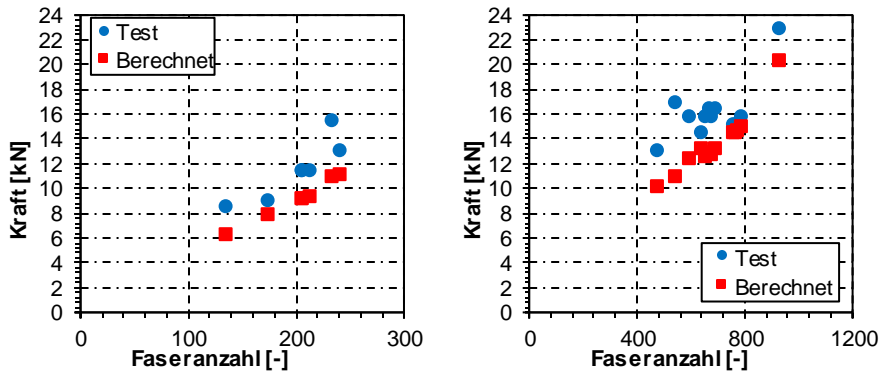


Abb. 7.46: Berechnete und empirisch ermittelte Zugfestigkeit; links: für die 0,400 mm dicken Fasern; rechts: für die 0,175 mm dicken Fasern

## 7.7 Zusammenfassung und weitere Entwicklung

Um auf Basis der Modellierung der Fasern Aussagen zu den mechanischen Eigenschaften von UHPFRC treffen zu können, wurden Faserauszugsversuche durchgeführt. Trotz der großen Streuung der Versuchsergebnisse konnten auch bei wiederholter Belastung hohe Verbundspannungen zwischen Fasern und Beton (im Bereich von 10 bis 20 MPa) erzielt werden. Die Ergebnisse liegen in der gleichen Größenordnung wie die in der Literatur angegebenen Verbundspannungen.

Es wurden insgesamt 13 uniaxiale gekerbte und nicht gekerbte Zugkörper bis zu einer bestimmten Ausdehnung getestet und Berechnung Computertomographie gescannt. Aus den CT-Aufnahmen wurden die Anzahl und Ausrichtung der Fasern im Versagensquerschnitt ermittelt. Eine genaue Analyse der Rissgeometrie und der Fasereinbindetiefe war auf Basis dieser Aufnahmen nicht möglich. Mit den ermittelten Verbundspannungen aus den einzelnen Faserauszugsversuchen und den CT-Aufnahmen wurde eine Schätzung der Zugfestigkeit der Probekörper und des Nachrissverhaltens vorgenommen. Somit konnte auch die Streuung bei den Zugversuchen mit der Faserausrichtung und hauptsächlich der Faseranzahl begründet werden.

Die Faserausrichtung war bei allen Probekörpern ähnlich ( $\eta_\varphi > 0,7$ ) und die berechneten Zugfestigkeiten wiesen trotz einer leichten Unterschätzung eine gute Korrelation mit der Faseranzahl auf. Es besteht dennoch Potential für weiterführende Untersuchungen und Entwicklungen. Dabei sollten vor allem die nachfolgenden Punkte berücksichtigt werden:

- verbesserte Auswertung der Eckbereiche der CT-Aufnahmen,
- Ermittlung der genauen Fasereinbindetiefe in Bezug zur Rissgeometrie,
- Erfassung der Betonabplatzungen im Riss,
- verbesserte Modellierung des Risses,
- weitergehende Untersuchungen zur gegenseitigen Beeinflussung mehrerer Fasern im Riss,
- Untersuchungen zur Verbundspannung von Fasern mit Einbindetiefen kleiner als  $l_f/4$ .



## 8 Zusammenfassung und Ausblick

### 8.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Forschungsarbeit entstand in Rahmen des DFG-Graduiertenkollegs 1932. Den Schwerpunkt der Arbeit bildete die Untersuchung des Zugkriechens im gerissenen Zustand, da bislang diesbezüglich keine umfangreichen Arbeiten zu UHPFRC ohne herkömmliche Bewehrung vorlagen. Darüber hinaus war es das Ziel, eine Grundlage zu schaffen, um aus der stochastischen Modellierung der Fasern die mechanischen Eigenschaften des Materials UHPFRC abschätzen zu können.

Um die zu erwartenden Verformungen abschätzen zu können und um das Zugkriechverhalten des Materials in gerissenem Zustand bis zum Versagen zu analysieren, wurde an der Technischen Universität Kaiserslautern ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Der Versuchsablauf sah in einem ersten Schritt eine Vorbelastungsphase vor, um Risse im Beton zu erzeugen. Darauf folgte die Beanspruchung der Probekörper mit einer Dauerlast in entsprechenden Dauerprüfständen. Nach der Dauerlast wurde abschließend die Resttragfähigkeit der Probekörper bestimmt. Über 60 uniaxiale Zug- und Biegezugprobekörper wurden unter Dauerlast für bis zu über einem Jahr beansprucht. Davon wurden 22 Probekörper nach ca. 6 Monaten hinsichtlich ihrer Resttragfähigkeit getestet. Die Messungen an den restlichen Probekörpern werden fortgesetzt.

Es wurden Versuche zur Ermittlung der Kurzzeitfestigkeit sowie Schwind- und Druckkriechversuche durchgeführt, um die verwendete Betonmischung zu charakterisieren. Ziel war es, das Verhalten der Druckzone und der ungerissenen Betonmatrix der Balken zu analysieren und in den folgenden Auswertungen korrekt abbilden zu können.

Bei ungerissenem Beton war die Zugdehnung kleiner als die Dehnung unter Druckbeanspruchung. Dieses Phänomen wurde bereits bei einigen Autoren (*Tailhan et al. (2013)*, *Ranaivomanana et al. (2013)*) beobachtet und scheint in Zusammenhang mit der Zunahme des Schwindens unter Zug zu stehen.

Bei den Kriechverformungen der gerissenen Probekörper wurde eine größere Streuung festgestellt. Während bei den gerissenen Balken im Durchschnitt eine größere Durchbiegung als bei den ungerissenen Balken beobachtet wurde, konnte bei den uniaxialen Zugkörpern kaum ein Unterschied zwischen den ungerissenen und den gerissenen Probekörpern festgestellt werden. Das weist darauf hin, dass größere Verformungen hauptsächlich infolge des Effekts des Druckkriechens hervorgerufen wurden und nicht durch einen zeitabhängigen Faserauszug.

Es wurden verschiedene Parameter untersucht: das Belastungsniveau, die Nachbehandlung des Betons, das Betonalter zu Beginn der Belastung, der Fasergehalt und die Faserschlankheit. Abgesehen von dem Betonalter bei Belastungsbeginn wurde bei keinem der oben genannten Parameter ein deutlicher Einfluss auf das Zugkriechen festgestellt.

Der UHPFRC wies ein sehr stabiles Verhalten auf. Lediglich bei einem Probekörper kam es zum Versagen bei einer Last von 79% der Last am Ende der Vorbelastung.

Eine ungünstige Faserausrichtung wird als mögliche Ursache angesehen, was auf den bedeutenden Einfluss dieses Parameters hinsichtlich der Tragfähigkeit hinweist.

Als Schnittstelle zwischen der Modellierung der Fasern und den mechanischen Eigenschaften von UHPFRC wurde das Auszugsverhalten der Faser untersucht. Trotz der großen Streuung der Versuchsergebnisse konnten auch bei wiederholter Belastung hohe Verbundspannungen (im Bereich von 10 bis 20 MPa) erzielt werden. Mit den ermittelten Verbundspannungen aus den einzelnen Faserauszugsversuchen und den CT-Aufnahmen wurde eine Schätzung der Zugfestigkeit der Probekörper und des Nachrissverhaltens vorgenommen. Somit konnte auch die Streuung bei den Zugversuchen mit der Faserausrichtung und hauptsächlich der Faseranzahl korreliert werden. Die vorliegende Arbeit bildet somit die experimentelle Grundlage zur Erstellung mathematischer Modelle und soll Simulationen zur Zuverlässigkeit von UHPFRC mit variablen Werten für die Parameter der Fasern, des Betons und des Produktionsprozesses ermöglichen. In einem ersten Schritt zur statistischen Analyse von UHPFRC-Daten wurde die Lage und Ausrichtung der einzelnen Fasern mit Hilfe von Mikrocomputertomographie ( $\mu$ CTs) anhand einiger UHPFRC-Probekörper bestimmt. Dies erfolgte mit der Software *MAVI (2014)* des Fraunhofer-Instituts ITWM. Unter Verwendung dieser Daten konnte eine neu entwickelte Methode zur automatischen Abschätzung lokaler Faserintensitäten und Inhomogenitäten in der Faserdichte in einer der drei Koordinatenrichtungen nachgewiesen werden (Lo, 2017).

### 8.2 Ausblick

Obwohl das Zugkriechen von gerissenen UHPFRC-Bauteilen auf den ersten Blick als unkritisch betrachtet werden kann, bleiben dennoch einige offene Forschungsfragen, die einer näheren Untersuchung bedürfen. Vorschläge für weiterführende Analysen werden im Folgenden aufgeführt:

- Es empfiehlt sich ein Langzeitmonitoring der Versuchskörper, um das Zugkriechverhalten gerissener Querschnitte besser beurteilen zu können. Der Beobachtungszeitraum von einem Jahr, auf dem die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit basieren, ist als nicht vollständig ausreichend zu bewerten. Daher ist vorgesehen, ein Großteil der Dauerlastversuche an der Technischen Universität Kaiserslautern für mehrere Jahre weiter zu beobachten.
- Um das Versagen eines Biegebalkens während eines Dauerlastversuches besser zu verstehen, sollte auch den Einfluss von unterschiedliche Faserausrichtungen auf das Zugkriechen im gerissenen Querschnitt untersucht werden.
- Weiterhin könnten anderen Betonmischungen untersucht werden. Hauptsächlich sollten hierbei der Silikagehalt und der Wasserzementwert ebenso wie die Art der Gesteinkörnung variiert werden.
- Dauerlastversuche kombiniert mit wiederholten Belastungen könnten auch interessante Ergebnisse bezüglich des Verhaltens von Bauteilen, die während ihres Lebenszyklus verschiedenen Belastungszuständen mehrfach ausgesetzt werden, liefern.

- Wichtig für praktische Anwendungen bei UHPFRC ohne herkömmliche Bewehrung sind auch das Zugkriechverhalten bei Fasercocktails (z. B. Mikrofasern in Kombination mit endverankerten Fasern) und die Interaktion von Fasern und herkömmlicher Bewehrung.
- Der Einfluss zyklischer Änderungen der Luftfeuchte und der Umgebungsbedingungen, des Eindringens von Wasser in die Risse und eventuell von Frost-Tau-Zyklen sollten ebenfalls untersucht werden.
- Selbst wenn die Querschnitte von UHPFRC-Bauteilen ohne herkömmliche Bewehrung in der Regel relativ klein sind, sind Untersuchungen zum Maßstabeffekt dennoch von Interesse.

## Literaturverzeichnis

### **Acker 2004**

Acker, P.: Why Does Ultrahigh-Performance Concrete (UHPC) Exhibit Such Low Shrinkage and Such Low Creep? In: Jensen, O. M., Benz, D. P., Lura, P. (Hrsg.): Autogenous deformation of concrete. Farmington Hills, Mich., 2004, S. 141–154.

### **Akita et al. 2003**

Akita, H.; Koide, H.; Tomon, M.; Sohn, D.: A practical method for uniaxial tension test of concrete. *Materials and Structures*, Vol. 36, Nr. 6, 2003, S. 365–371.

### **Altoubat und Lange 2001**

Altoubat, S.; Lange, D.: Tensile Basic Creep: Measurements and Behavior at Early Age. *ACI Materials Journal*, 2001.

### **ASTM C190,**

American Society for Testing and Materials: Method of Test for Tensile Strength of Hydraulic Cement Mortars, June 28, 1985.

### **Anders 2012,**

Anders, I.: Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone, ISBN 3731500434, Dissertation; Karlsruhe, betreut durch: Müller, H. S., 2012.

### **Anders und Müller 2014**

Anders, I.; Müller, H. S.: Materialgesetze zum Spannung-Dehnung-Zeitverhalten von ultra-hochfestem Beton. In: Schmidt, M. (Hrsg.): Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182, Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton, ISBN 3862194809, Kassel, 2014, S. 393–421.

### **Arango et al. 2012**

Arango, S.; Taengua, E. G.; Vargas, J. R.M.; Serna Ros, P.: A comprehensive study on the effect of fibres and loading on flexural creep of SFRC. In: Barros, J. A. O. (Hrsg.): 8th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (BEFIB 2012), ISBN 9782351581322, Guimarães, Bagneux, 2012.

### **Arango et al. 2013**

Arango, S. E.; Serna, P.; Martí-Vargas, J. R.; García Taengua, E.: A Test Method to Characterize Flexural Creep Behaviour of Pre-cracked FRC Specimens. In: *Experimental Mechanics*, 2013, S. 1067–1078.

### **AFGC Recommendations (2013),**

Association Française de Génie Civil, Documents scientifique et technique: Bétons fibrés à ultra-hautes performances, 2013.

### **Atrushi 2003,**

Atrushi, D.: Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling. Dissertation; Trondheim, Norwegen, betreut durch: Kanstad, T.; Sellevold, E. J., 2003.

**Babafemi und Boshoff 2013**

Babafemi, A. J.; Boshoff, W. P.: Research and applications in structural engineering, mechanics and computation. In: Zingoni, A. (Hrsg.): Proceedings of the Fifth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, ISBN 9781138000612, Boca Raton, 2013 S. 1593–1598.

**Babafemi und Boshoff 2016**

Babafemi, A. J.; Boshoff, W. P.: Macro-synthetic fibre reinforced concrete: creep and creep mechanism. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Banthia und Trottier 1987**

Banthia, N.; Trottier, J. F.: Concrete reinforced with deformed steel fibres, Part 1: Bond-Slip Mechanisms. ACI Materials Journal, Vol. 1987, Vol. 9, No. 3, 1987, S. 157–168.

**Bărbos 2016**

Bărbos, G. A.: Long-term Behavior of Ultra – High Performance Concrete (UHPC) Bended Beams. Procedia Technology, Vol. 22, 2016, S. 203–210.

**Barr et al. 2003**

Barr, B. I. G.; Lee, M. K.; Barragán, B.; Dupont, D.; Gettu, R.; Olesen, J. F.; Stang, H.; Vandewalle, L.: Round-robin analysis of the RILEM TC 162-TDF uni-axial tensile test, Part 1. Materials and Structures, Vol. 36, Nr. 4, 2003, S. 265–274.

**Barragán und Zerbino 2008**

Barragán, B. E.; Zerbino, R. L.: Creep behaviour of cracked steel fibre reinforced concrete beams. In: Gettu, R. (Hrsg.): BEFIB 2008, 7th International RILEM symposium on fibre reinforced concrete, ISBN 9782351580646, Bagneux, 2008, S. 577–586.

**Bažant 1988,**

Bažant, Z. P.: Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete. Wiley interscience series in numerical methods in engineering, Wiley; Chichester, 1988.

**Bažant et al. 1989**

Bažant, Z. P.; Prasannan, S.: Solidification Theory for Concrete Creep. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, Nr. 8, 1989, S. 1691–1703.

**Bažant et al. 1997**

Bažant, Z. P.; Hauggaard, A. B.; Baweja, S.; Ulm, F.-J.: Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. Aging and Drying Effects. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, Nr. 11, 1997, S. 1188–1194.

**Bernard 2004**

Bernard, E. S.: Creep of cracked fibre reinforced shotcrete panels, Shotcrete, More engineering developments ; proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, 4 October 2004, Cairns, Australia, A.A. Balkema Publishers; London, 2004, S. 47–57.

**Bernier und Behloul 1996**

Bernier, G.; Behloul, M.: Effect de l'orientation des fibres sur le comportement mécanique des BPR. In: 2° colloque international francophone sur les bétons renforcés de fibres métalliques. Toulouse, 1996, S. 233–240.

**Beton.org**

Bauen mit dem Baustoff Beton - Beton.org, <https://www.beton.org/startseite/>, 02.02.2018.

**Bissonnette und Pigeon 1995**

Bissonnette, B.; Pigeon, M.: Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes. Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 5, 1995, S. 1075–1085.

**Blais und Couture 1999**

Blais, P. Y.; Couture, M.: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge World's First Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal, Vol. 44, Nr. 5, 1999, S. 60–71.

**Bornemann et al. 2001**

Bornemann, R.; Schmidt, M.; Fehling, E.; Middendorf, B.: Ultra-Hochleistungsbeton UHPC - Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Nr. 7, 2001, S. 458–467.

**Bornemann und Faber 2004**

Bornemann, R.; Faber, S.: UHPC with steel and non-corroding high-strength polymer fibres under static and cyclic loading. In: Schmidt, M., Fehling, E., Geisenhanslüke, C. (Hrsg.): Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, ISBN 9783899580860, Kassel, 2004, S. 673–681.

**Boshoff et al. 2009a**

Boshoff, W. P.; Mechtcherine, V.; van Zijl, G. P.A.G.: Characterising the time-dependant behaviour on the single fibre level of SHCC, Part 1: Mechanism of fibre pull-out creep. Cement and Concrete Research, Vol. 39, Nr. 9, 2009, S. 779–786.

**Boshoff et al. 2009b**

Boshoff, W. P.; Mechtcherine, V.; van Zijl, G. P.A.G.: Characterising the time-dependant behaviour on the single fibre level of SHCC, Part 2: The rate effects on fibre pull-out tests. Cement and Concrete Research, Vol. 39, Nr. 9, 2009, S. 787–797.

**Boshoff et al. 2009**

Boshoff, W. P.; Adendorff, C.; van Zijl, G. P.A.G.; Tanabe, T.: Creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and concrete structures, Creep, shrinkage and durability mechanics in concrete and concrete structures. Proceedings of the Eighth International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures, Ise-Shima, Japan, October 2009.

**Boshoff und Adendorff 2013**

Boshoff, W. P.; Adendorff, C. J.: Effect of sustained tensile loading on SHCC crack widths. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 37, 2013, S. 119–125.

**Boshoff und van Zijl 2007**

Boshoff, W. P.; van Zijl, G. P.A.G.: Time-dependent response of ECC, Characterisation of creep and rate dependence. *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, Nr. 5, 2007, S. 725–734.

**Boulay et al. 2004**

Boulay, C.; Rossi, P.; Tailhan, J.-L.: Uniaxial tensile test on a new cement composite having a hardening behaviour. In: Di Prisco, M., Felicetti, R., Plizzari, G. A. (Hrsg.): *Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, ISBN 2912143519, Bagneux, France, 2004, S. 61–68.

**Brandt 1985**

Brandt, A. M.: On the optimal direction of short metal fibres in brittle matrix composites. *Journal of Materials Science*, Vol. 20, Nr. 11, 1985, S. 3831–3841.

**Buratti et al. 2010**

Buratti, N.; Mazzotti, C.; Savoia, M.: Long-term behaviour of cracked SFRC beams exposed to aggressive environment. In: Oh, B. H., Choi, O. C., Chung, L. (Hrsg.): *Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, ISBN 9788957081822, Jeju, Korea, 2010, S. 1512–1517.

**Buratti und Mazzotti 2012a**

Buratti, N.; Mazzotti, C.: Effects of Different Types and dosages of fibres on the long-term behaviour of fibre reinforced self-compacting concrete. In: Barros, J. A. O. (Hrsg.): *8th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (BEFIB 2012)*, ISBN 9782351581322, Guimarães, Portugal, 2012.

**Buratti und Mazzotti 2012b**

Buratti, N.; Mazzotti, C.: Temperature effect on the long-term behaviour of macro-synthetic-and steel-fibre reinforced concrete. In: Barros, J. A. O. (Hrsg.): *8th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (BEFIB 2012)*, ISBN 9782351581322, Guimarães, Portugal, 2012.

**Buratti und Mazzotti 2016**

Buratti, N.; Mazzotti, C.: Experimental tests on the long-term behaviour of SFRC and MSFRC in bending and direct tension. In: Banthia, N., Di Prisco, M., Soleimani-Dashtaki, S. (Hrsg.): *Proceedings of the 9th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*, ISBN 9782351581872, Paris, France, 2016, S. 163–174.

**Candido et al. 2015**

Candido, L.; Micelli, F.; Aiello, M. A.; Plizzari, G.: Cracking Behaviour of FRC Beams under Long-Term Loading. In: Hellmich, C., Pichler, B., Kollegger, J. (Hrsg.): *Proceedings of the 10th International Conference on Creep*,

Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures, ISBN 9780784479346, Reston, Virginia, 2015, S. 1147–1156.

**Carpinteri et al. 1997**

Carpinteri, A.; Valente, S.; Zhou, F. P.; Ferrara, G.; Melchiorri, G.: Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens. Materials and Structures, Vol. 30, Nr. 5, 1997, S. 269–276.

**Chan und Chu 2004**

Chan, Y.-W.; Chu, S.-H.: Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 34, Nr. 7, 2004, S. 1167–1172.

**Chern und Young 1989**

Chern, J.-C.; Young, C.-H.: Compressive creep and shrinkage of steel fibre reinforced concrete. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, Nr. 4, 1989, S. 205–214.

**Cheyrezy et al. 1995**

Cheyrezy, M.; Maret, V.; Frouin, L.: Microstructural analysis of RPC (Reactive Powder Concrete). Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 7, 1995, S. 1491–1500.

**Collepari et al. 1997**

Collepari, S.; Coppola, L.; Troli, R.; Collepari, M.: Mechanical properties of modified reactive powder concrete. ACI Special Publications, Vol. 173, 1997, S. 1–22.

**Cunha et al. 2016**

Cunha, V. M.C.F.; Barros, J. A. O.; Abrishambaf, A.: Time dependant flexural behaviour of SFRSCC elements. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, 2016.

**Daviau-Desnoyers et al. 2016**

Daviau-Desnoyers, D.; Charron, J. P.; Massicotte, B.; Rossi, P.; Tailhan, J.-L.: Creep behavior of a SFRC under service and ultimate bending loads. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**DAfStb Heft 561,**

Bunje, K.; Dehn, F.; Droll, K.; Fehling, E.; Greiner, S.; Horvath, J.; Kleen, E.; Müller, Chr.; Reineck, K.-H.; Schachinger, I.; Schmidt, M.; Teichmann, M.; Teutsch, M.; Thiel, R.; Nguyen Tue V.: Ultrahochfester Beton – Sachstandsbericht; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2008.

**DAfStb Richtlinie (2012),**

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Stahlfaserbeton - Ergänzungen und Änderungen zu DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1, 2012-11.



**DIN EN 12390-5,**

Normenausschuss Bauwesen (NABau), in DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Testing hardened concrete, Part 5: Flexural strength of test specimens; Berlin, 2001.

**DIN EN 1992-2,**

Deutsches Institut für Normung e. V., Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Deutsche Fassung EN 1992-2:2005; Berlin, 2008.

**DIN EN 1992-1-1,**

Deutsches Institut für Normung e. V., Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004; Berlin, 2010.

**DIN EN 206:2013,**

Deutsches Institut für Normung e. V.: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Berlin, 2014.

**DIN EN 14651,**

Deutsches Institut für Normung e. V.: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern - Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit); Berlin, 2007.

**Dils et al. 2013**

Dils, J.; Boel, V.; Schutter, G.: Can vacuum mixing replace heat curing in UHPFRC? In: Toutlemonde, F., Resplendino, J. (Hrsg.): Proceedings of the RILEM-fib-AFGC International symposium on ultra-high performance fibre-reinforced concrete, ISBN 9782351581308, Bagneux, 2013.

**DUCON 12.2017,**

DUCON Europe GmbH & Co. KG: ducon.eu, <http://ducon.eu/>, 21.12.2017.

**Dugat et al. 1996**

Dugat, J.; Roux, N.; Bernier, G., Mechanical properties of reactive powder concretes. Materials and Structures, Vol. 29, Nr. 4, 1996, S. 233–240.

**Dyckerhoff 2017,**

Dyckerhoff GmbH, <http://www.dyckerhoff.com/online/de/Home.html>, 20.12.2017.

**EMSAC Datenblatt**

BASF-EMSAC 500SE: Silicasuspension für Beton nach EN 13263-1.

**Fehling und Schmidt 2005,**

Fehling, E.; Schmidt, M.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC), Forschungsbericht DFG FE 497/1 -1. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Kassel Univ. Press; Kassel, 2005.

**Model Code 2010,**

Fib model code for concrete structures 2010: ISBN 9783433030615, federation internationale du beton; Berlin.

**Flietstra et al. 2012**

Flietstra, J. C.; Ahlborn, T. M.; Harris, D. K.; *De Melo e Silva, H.*: Creep Behaviour of UHPC under Compressive Loading with Varying Curing Regimes. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 333–340.

**Foster 2001**

Foster, S. J.: On behavior of high-strength concrete columns: cover spalling, steel fibers, and ductility. Structural Journal, Vol. 98, Nr. 4, 2001, S. 583–589.

**Francisco et al. 2012**

Francisco, P.; Benboudjema, F.; Rougeau, P.; Torrenti, J.-M.: Creep and shrinkage prediction for a heat-treated Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 325–331.

**Frettlöhr 2011,**

Frettlöhr, B.: Bemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton. Dissertation; Stuttgart, betreut durch: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Werner Sobek, 2011.

**Fröhlich und Schmidt 2014**

Fröhlich, S.; Schmidt, M.: Testen von ultra-hochfesten Beton. In: Schmidt, M. (Hrsg.): Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182, Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton, ISBN 3862194809, Kassel, 2014.

**Galeote et al. 2016**

Galeote, E.; Blanco, A.; La Fuente, A. de; Cavalaro, S.: Creep behaviour of cracked high performance fibre reinforced concrete beams under flexural load. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Garas 2009,**

Garas, Y. V.: Multi-scale investigation of the tensile creep of ultra-high performance concrete for bridge applications. Dissertation; Georgia Institute of Technology, U.S.A., betreut durch: Kimberly Kurtis, L. K., 2009.

**Garas et al. 2012**

Garas, V. Y.; Kurtis, K. E.; Kahn, L. F.: Creep of UHPC in tension and compression, Effect of thermal treatment. Cement and Concrete Composites, Vol. 34, Nr. 4, 2012, S. 493–502.

**García-Taengua et al. 2016**

García-Taengua, E.; Llano Torre, A.; Martí-Vargas, J. R.; Serna, P.: Effect of residual strength parametrs on FRC flexural creep: multivariate analysis. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**García-Taengua et al. 2014**

García-Taengua, E.; Arango, S.; Martí-Vargas, J. R.; Serna, P.: Flexural creep of steel fiber reinforced concrete in the cracked state. Construction and Building Materials, Vol. 65, 2014, S. 321–329.

**Gossia und Rieder 2009**

Gossia, U.; Rieder, K.-A.: Zeitabhängiges Verhalten von Makrokunststoffaserbeton und dessen Einfluss auf die Bemessung von Industriefußböden. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 104, Nr. 2, 2009, S. 76–87.

**Grasser 1968,**

Grasser, E.: Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen. Dissertation; München, 1968.

**Graybeal 2005,**

Graybeal, B. A.: Characterization of the behavior of ultra-high performance concrete. Dissertation; College Park, Maryland, betreut durch: Albrecht, P. A., 2005.

**Graybeal et al. 2012**

Graybeal, B. A.; Baby, F.; Marchand, P.; Toutlemonde, F.: Direct and Flexural Tension Test Methods for Determination of the Tensile Stress-Strain Response of UHPFRC. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012.

**Grunewald 2004,**

Grunewald, S.: Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. Dissertation; Delft, betreut durch: Walraven, J. C., 2004.

**Gutsch und Rostásy 1995**

Gutsch, A.; Rostásy, F. S.: Young concrete under high tensile stresses-creep relaxation and cracking. Springenschmid, R. (Hrsg.): Proceedings of the International Symposium held by RILEM "Thermal cracking in concrete at early ages", ISBN 9780419187103, London, 1995, S. 111–116.

**Habel et al. 2007**

Habel, K.; Denarié, E.; Brühwiler, E.: Time dependent behavior of elements combining ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete. Materials and Structures, Vol. 39, Nr. 5, 2007, S. 557–569.

**Hajar et al. 2003**

Hajar, Z.; Simon, A.; Lecointre, D.; Petitjean, J.: Construction of the first road bridges made of ultra-high-performance-concrete. Proceedings of the International Symposium on High Performance Computing (ISHPC), ISBN 3-540-20359-1, Tokyo, Japan, October 2003.

**Hannant 1979,**

Hannant, D. J.: Fibre cements and fibre concretes. Journal of Polymer Science: Polymer Letters Edition, Wiley-interscience, New York, 1979, S. 464–465.

**Heinz et al. 2012**

Heinz, D.; Urbonas, L.; Gerlicher, T.: Effect of Heat Treatment Method on the Properties of UHPC. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kas sel, 2012, S. 283-290.

**Herrmann und Lees 2016**

Herrmann, H.; Lees, A.: On the influence of the rheological boundary conditions on the fibre orientations in the production of steel fibre reinforced concrete elements. Proceedings of the Estonian Academy of Sciences, Vol. 65, Nr. 4, 2016, S. 408-413.

**Htut und Foster 2010**

Htut, T.N.S.; Foster, S. J.: Unified model for mixed mode fracture of steel fibre reinforced concrete. In: Oh, B. H., Choi, O. C., Chung, L. (Hrsg.): Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, ISBN 9788957081822, Jeju, Korea, 2010, S. 1470–1477.

**JSCE Recommendations (2006)**

Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Recommendations for Design and Construction of ultra-high strength fiber-reinforced concrete Structures. JSCE Guidelines for Concrete No.9, 2006.

**Jun und Mechtcherine 2010**

Jun, P.; Mechtcherine, V.: Behaviour of Strain-hardening Cement-based Composites (SHCC) under monotonic and cyclic tensile loading, Part 1: Experimental investigations. Cement and Concrete Research, Vol. 40, Nr. 9, 2010, S. 801–809.

**Kabele 2007**

Kabele, P.: Multiscale framework for modeling of fracture in high performance fiber reinforced cementitious composites. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 74, 1-2, 2007, S. 194–209.

**Kalny et al. 2014**

Kalny, M.; Kvasnicka, V.; Komanec, J.; Vitek, J. L.; Broz, R.; Koukolik, P.: Cable-Stayed Footbridge with UHPC Segmental Deck. Key Engineering Materials, 629-630, 2014, S. 64–70.

**Kamenet et al. 2009**

Kamen, A.; Denarié, E.; Sadouki, H.; Brühwiler, E.: UHPFRC tensile creep at early age. *Materials and Structures*, Vol. 42, Nr. 1, 2009, S. 113–122.

**Kim et al. 2012**

Kim, S.; Park, J.; Yoon, Y.: Shrinkage Behavior of Ultra High Performance Concrete at the Manufacturing Stage. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): *Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials*, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 317–321.

**Kordina 1999**

Kordina, K.: Beton unter Langzeit-Zugbeanspruchung. *Bautechnik*, Vol. 76, Nr. 6, 1999, S. 479–488.

**Kovler 1995**

Kovler, K.: Interdependence of Creep and Shrinkage for Concrete under Tension. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 7, Nr. 2, 1995, S. 96–101.

**Kovler et al. 1999**

Kovler, K.; Igarashi, S.; Bentur, A.: Tensile creep behavior of high strength concretes at early ages. *Materials and Structures*, Vol. 32, Nr. 5, 1999, S. 383–387.

**Kristiawan 2006**

Kristiawan, S. A.: Strength, shrinkage and creep of concrete in tension and compression. *Civil Engineering Dimension*, Vol. 8, Nr. 2, 2006, S. 73 - 80.

**Kurtz und Balaguru 2000**

Kurtz, S.; Balaguru, P.: Postcrack creep of polymeric fiber-reinforced concrete in flexure. *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, Nr. 2, 2000, S. 183–190.

**Kusterle 2009**

Kusterle, W.: Viscous Material Behaviour of Solids - Creep of Polymer Fibre Reinforced Concrete. 5th Central European Congress on Concrete Engineering 2009, Baden, Austria, 2009, S. 95–99.

**Kusterle 2015**

Kusterle, W.: Creep of Fibre Reinforced Concrete – Flexural Test on Beams. *Proceedings of Fibre Concrete 2015*, Prag, Czech Republic, 2015.

**Kusumawardaningsih et al. 2015**

Kusumawardaningsih, Y.; Fehling, E.; Ismail, M.: UHPC Compressive Strength Test Specimens, Cylinder or Cube? *Procedia Engineering*, Vol. 125, 2015, S. 1076–1080.

**Lataste et al. 2008**

Lataste, J. F.; Behloul, M.; Breysse, D.: Characterisation of fibres distribution in a steel fibre reinforced concrete with electrical resistivity measurements. *NDT & E International*, Vol. 41, Nr. 8, 2008, S. 638–647.

**Leung und Li 1992**

Leung, C. K.Y.; Li, V. C.: Effect of fiber inclination on crack bridging stress in brittle fiber reinforced brittle matrix composites. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 40, Nr. 6, 1992, S. 1333–1362.

**Leutbecher 2007,**

Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton. Dissertation; Kassel, betreut durch: Prof. Dr.-Ing Ekkerhard Fehling, 2007.

**Lin und Li 1997**

Lin, Z.; Li, V. C.: Crack bridging in fiber reinforced cementitious composites with slip-hardening interfaces. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 45, Nr. 5, 1997, S. 763–787.

**Llano-Torre et al. 2016**

Llano-Torre, A.; Arango, S. E.; García-Taengua, E.; Martí-Vargas, J. R.; Serna, P.: Influence of fibre reinforcement on the long-term behaviour of cracked concrete. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): *Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016*, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Lo 2017,**

Lo, P. H.: An Iterative Plug-In Algorithm for Optimal Bandwidth Selection in Kernel Density Estimation for Spatial Data. Dissertation; TU Kaiserslautern, betreut durch: Franke, J., 2017.

**López et al. 2015**

López, J. Á.; Serna, P.; Navarro-Gregori, J.; Camacho, E.: An inverse analysis method based on deflection to curvature transformation to determine the tensile properties of UHPFRC. *Materials and Structures*, Vol. 48, Nr. 11, 2015, S. 3703–3718.

**López et al. 2016**

López, J. A.; Coll, H.; Serna, P.; Galán, F.: The UHPFRC Pedestrian Bridge above the V-21 Highway in Puzol, Valencia: Design, Construction and Costs. In: Fehling, E., Middendorf, B., Thiemicke, J. (Hrsg.): *Proceedings of HiPerMat 2016 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials*, ISBN 9783737600941, Kassel, 2016.

**Loukili 1996**

Loukili, A.: Etude du retrait et du fluage de betons a ultra-hautes performances. Université de soutenance, Nantes, Frankreich; Doktorarbeit, betreut durch: Sieffert J.-G., 1996.

**Lowke et al. 2012**

Lowke, D.; Stengel, T.; Schiessl, P.; Gehlen, C.: Control of Rheology, Strength and Fibre Bond of UHPC with Additions, Effect of Packing Density and Addition Type. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): *Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology*

for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 215–224.

**Mangat und Azari 1986**

Mangat, P. S.; Azari, M. M.: Compression creep behaviour of steel fibre reinforced cement composites. *Materials and Structures*, Vol. 19, Nr. 5, 1986, S. 361–370.

**Markovic 2006,**

Markovic, I.: High-Performance Hybrid-Fibre Concrete, Development and Utilisation. Dissertation, TU Delft, betreut durch: Prof.dr.ir. Joost C. Walraven, 2006.

**MAVI2014,**

Modular Algorithms for Volume Images (MAVI), Benutzerhandbuch, Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik ITWM, Kaiserslautern, 2014.

**Miyazawa und Monteiro 1996**

Miyazawa, S.; Monteiro, P.J.M.: Volume change of high-strength concrete in moist conditions. *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, Nr. 4, 1996, S. 567–572.

**Mondal 2008,**

Mondal, P.: Nanomechanical Properties of Cementitious Materials. Dissertation; Evanston, Illinois, betreut durch: Surendra P. Shah, 2008.

**Monosi et al. 2000**

Monosi, S.; Pignoloni, G.; Collepardi, S.; Troli, R.; Collepardi, M.: Modified Reactive Powder Concrete with Artificial Aggregates. Special Publication, Vol. 195, 2000, S. 447–460.

**Morton und Groves 1974**

Morton, J.; Groves, G. W.: The cracking of composites consisting of discontinuous ductile fibres in a brittle matrix? Effect of fibre orientation. *Journal of Materials Science*, Vol. 9, Nr. 9, 1974, S. 1436–1445.

**Naaman et al. 1974**

Naaman, A. E.; Moavenzadeh, F.; McGarry, F. J.: Probabilistic analysis of fiber-reinforced concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 100, 1974, S. 397–413.

**Naaman2003**

Naaman, A. E.: Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, Nr. 3, 2003, S. 241–252.

**Naaman und Najm 1991**

Naaman, A. E.; Najm, H.: Bond-Slip Mechanisms of Steel Fibers in Concrete. *Materials Journal*, Vol. 88, Nr. 2, 1991, S. 135–145.

**Naaman und Wille 2012**

Naaman, A. E.; Wille, K.: The Path to Ultra-High Performance Fiber

Reinforced Concrete (UHP-FRC): Five Decades of Progress. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 3–15.

**Nakov et al. 2016**

Nakov, D.; Markovski, G.; Arangjelovski, T.; Mark, P.: Creeping effect of SFRC elements under specific type of long term loading. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Nammur und Naaman 1989**

Nammur, G.; Naaman, A. E.: Bond stress model for fiber reinforced concrete based on bond stress-slip relationship. Materials Journal, Vol. 86, Nr. 1, 1989, S. 45–57.

**Ng et al. 2012,**

Ng, T. S.; Htut, T.; Foster, S.: Fracture of Steel Fibre reinforced Concrete-The Unified Vairiable Engagement Model. *Unpublished report*, Sydney, Australia, 2012.

**Nieuwoudt 2016,**

Nieuwoudt, P. D.: Time-dependent Behaviour of Cracked Steel Fibre Reinforced Concrete: from Single Fibre Level to Macroscopic Level. Dissertation; Stellenbosch, Südafrika, betreut durch: Boshoff, W. P., 2016.

**Nishiwaki et al. 2016**

Nishiwaki, T.; Sukmin, K.; Otaki, H.; Igarashi, G.; Shaikh, F. U. A.; Fantilli, A. P.: Experimental study on time-dependent behavior of cracked UHP-FRCC under sustained loads. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Nürnberg 2004,**

Nürnberg, E.: Ultrahochfester Beton, Reaktionspulverbeton; Forschungsergebnisse, Entwicklungen, Projekte. Arconis. Spezial, Fraunhofer-IRB-Verl.; Stuttgart, 2004.

**Oettel und Empelmann 2015**

Oettel, V.; Empelmann, M.: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für UHPFRC in Anlehnung an DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 110, Nr. 7, 2015, S. 468–478.

**Omar et al. 2009**

Omar, M.; Loukili, A.; Pijaudier-Cabot, G.; Le Pape, Y.: Creep-Damage Coupled Effects, Experimental Investigation on Bending Beams with Various Sizes. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 21, Nr. 2, 2009, S. 65–72.

**Orange et al. 1999**

Orange, G.; Acker, P.; Vernet, C.: A new generation of UHP concrete: Ductal® damage resistance and micromechanical analysis. In: Reinhardt, H.



W., Naaman, A. E. (Hrsg.): Third International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC3), Mainz, Germany, 1999. Cachan, France, 1999, S. 101–111.

**Parket al. 2012**

Park, S. H.; Kim, D. J.; Ryu, G. S.; Koh, K. T.: Effect of adding micro fibers on the pullout behavior of high. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 540–547.

**Pfyl 2003**

Pfyl, T.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Dissertation ETH Zürich, betreut durch: Marti, P., 2003.

**Pickett 1942**

Pickett, G.: The effect of change in moisture-content on the crepe of concrete under a sustained load. Journal Proceedings Vol. 38, 1942, S. 333–356.

**Powers 1968**

Powers, T. C.: The thermodynamics of volume change and creep. Matériaux et Constructions, Vol. 1, Nr. 6, 1968, S. 487–507.

**KrampeHarex DG,**

Produktdatenblatt, KrampeHarex® GmbH & Co. KG: gerade Stahldrahtfaser (Microfaser) DG; 2016.

**KrampeHarex DM,**

Produktdatenblatt, KrampeHarex® GmbH & Co. KG: gerade Stahldrahtfaser (Microfaser) DM, 2016.

**Pujadas et al. 2016**

Pujadas, P.; Blanco, A.; Cavalaro, S.; La Fuente, A. de; Aguado, A.: Flexural post-cracking creep behaviour of macro-synthetic and steel fiber reinforced concrete. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlande, 2016.

**Ranaivomanana et al. 2013**

Ranaivomanana, N.; Multon, S.; Turatsinze, A.: Tensile, compressive and flexural basic creep of concrete at different stress levels. Cement and Concrete Research, Vol. 52, 2013.

**Reinhardt und Rinder 2006**

Reinhardt, H.-W.; Rinder, T.: Tensile Creep of High-Strength Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4, Nr. 2, 2006, S. 277–283.

**Resplendino 2012**

Resplendino, J.: State of the art of design and construction of UHPFRC structures in France. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology

for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 27–41.

**Richard und Cheyrezy 1995**

Richard, P.; Cheyrezy, M.: Composition of reactive powder concretes. Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 7, 1995, S. 1501–1511.

**RILEM TC 261-CCF v.14 2016,**

Serna, P.; Llano-Torre, A.; Cavalaro, S. H. P.: Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Rossiet al. 1994**

Rossi, P.; Godart, N.; Robert, J. L.; Gervais, J. P.; Bruhat, D.: Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission. Materials and Structures, Vol. 27, Nr. 9, 1994, S. 510–514.

**Rossiet al. 2012**

Rossi, P.; Tailhan, J.-L.; Le Maou, F.; Gaillet, L.; Martin, E.: Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. Cement and Concrete Research, Vol. 42, Nr. 1, 2012, S. 61–73.

**Rüsch 1956,**

Rüsch, H.: Versuche zur Bestimmung des Einflusses der Zeit auf Festigkeit und Verformung, 1956.

**Rüsch 1960**

Rüsch, H.: Researches toward a general flexural theory for structural concrete. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 57, Nr. 1, 1960, S. 1–28.

**Russell und Graybeal 2013,**

Russell, H. G.; Graybeal, B. A.: Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community, Publication no. FHWA/HRT-13-060; Federal Highway Administration, Washington, DC, June 2013.

**Scheydt und Müller 2012**

Scheydt, J. C.; Müller, H. S.: Microstructure of Ultra High Performance Concrete (UHPC) and its Impact on Durability. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, S. 349–356.

**Schmidt et al. 2003**

Schmidt, M.; Fehling, E.; Telchmann, T.; Bunje, K.; Bornemann, R.; Geisenhanslüke, C.: Ultra-Hochleistungsbeton: Neue Dimension im Betonbau. In: 26 VDI-Jahrbuch 2003-Bautechnik 15. Jahrgang. Düsseldorf, 2003, S. 53–77.

**Schmidt et al. 2006**

Schmidt, M.; Bunje, K.; Fehling, E.; Teichmann, T.: Brückenfamilie aus ultra

hochfestem Beton in Niestetal und Kassel. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 101, Nr. 3, 2006, S. 198–204.

**Schmidt und Geisenhanslüke 2007**

Schmidt, M.; Geisenhanslüke, C.: Optimierung der Zusammensetzung des Feinstkorns von Ultra-Hochleistungs- und von Selbstverdichtendem Beton. Schmidt, M. (Hrsg.): Ultra high performance concrete, 10 years of research and development at the University of Kassel, ISBN 9783899583472, Kassel, 2007.

**Schnedler 2002,**

Schnedler, M.: Entwurf eines Verbundbogens aus ultrahochfestem Beton (UHPC) mit Stahlmmanleitung. Diplomarbeit, betreut durch: Fehling, E., 2002.

**Schnell et al. 2010**

Schnell, J.; Schladitz, K.; Schuler, F.: Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer-Tomographie. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 105, Nr. 2, 2010, S. 72–77.

**SIA Richtlinie 2052,**

Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein CH-8027 Zürich, 2016.

**Sprince et al. 2012**

Sprince, A.; Korjakinsm, A.; Pakrastinsh, L.; Shakhmenko, G.; Bumanis, G.: Early Age Creep and Shrinkage of High Performance Concrete. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012, 318–317.

**Stähli und van Mier 2004**

Stähli, P.; van Mier, J. G.M.: Rheological properties and fracture processes of HFC. In: Di Prisco, M., Felicetti, R., Plizzari, G. A. (Hrsg.): Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), ISBN 2912143519, Bagneux, France, 2004.

**Stürwald und Fehling 2012**

Stürwald, S.; Fehling, E.: Design of Reinforced UHPFRC in Flexure. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hrsg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, ISBN 9783862192656, Kassel, 2012.

**Switek et al. 2009**

Switek, A.; Denarié, E.; Brühwiler, E.: Tensile creep of UHPFRC under low and high stresses. 4th International Conference on Construction materials : Performance, Innovations and Structural Implications (ConMat 09), Nagoya, Japan, 2009, S. 432–437.

**Switek et al. 2010**

Switek, A.; Denarié, E.; Brühwiler, E.: Modeling of viscoelastic properties of

Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under low to high tensile stresses. In: ConMod Proceedings. Lausanne, Switzerland, 2010.

**Tailhan et al. 2013**

Tailhan, J.-L.; Boulay, C.; Rossi, P.; Le Maou, F.; Martin, E.: Compressive, tensile and bending basic creep behaviours related to the same concrete. Structural Concrete, Vol. 14, Nr. 2, 2013, S. 124–130.

**Tan und Saha 2005**

Tan, K. H.; Saha, M. K.: Ten-Year Study on Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams Under Sustained Loads. ACI Structural Journal, Vol. 5, 2005, S. 472–480.

**Thibaux und Tanner 2002**

Thibaux, T.; Tanner, J. A.: Construction of the first french road bridges in ultra high performance concrete. In: The first fib congress 2002. Osaka 2002.

**Tue et al. 2006**

Tue, N.; Ma, J.; Orgass, M.: Kriechen von ultrahochfestem Beton (UHFB). Bautechnik, Vol. 83, Nr. 2, 2006, S. 119–124.

**Ulm et al. 2007**

Ulm, F.-J.; Vandamme, M.; Bobko, C.; Alberto Ortega, J.; Tai, K.; Ortiz, C.: Statistical Indentation Techniques for Hydrated Nanocomposites, Concrete, Bone, and Shale. Journal of the American Ceramic Society, Vol. 90, Nr. 9, 2007, S. 2677–2692.

**Universität Kassel Vol. 22,**

Schmidt, M.: Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182, Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton, Universität Kassel Vol. 22, ISBN 3862194809, Kassel, 2014.

**Van Bergen et al. 2016**

van Bergen, S.; Pouillon, S.; Vitt, G.: Experiences from 14 years of creep testing of steel and polymer fiber reinforced concrete. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Vandamme und Ulm 2009**

Vandamme, M.; Ulm, F.-J.: Nanogranular origin of concrete creep. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, Vol. 106, Nr. 26, 2009, S. 10552–10557.

**Vasanelli et al. 2012**

Vasanelli, E.; Micelli, F.; Aiello, M. A.; Plizzari, G.: Long term behaviour of fiber reinforced concrete beams in bending. In: Barros, J. A. O. (Hrsg.): 8th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (BEFIB 2012), ISBN 9782351581322, Guimaraes, Portugal, 2012.

**Zement-Taschenbuch,**

Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Zement-Taschenbuch. ISBN 9783764004996, Düsseldorf, 2008.

**Voo und Foster 2003,**

Voo, J. Y. L.; Foster, S. J.: Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension. Studies from School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, ISBN 9780858413870; Sydney, Australien, 2003.

**Vrijdaghs et al. 2016**

Vrijdaghs, R.; Di Prisco, M.; Vandewalle, L.: Creep deformations of structural polymeric macrofibres. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Ward und Cook 1969**

Ward, M. A.; Cook, D. J.: The mechanism of tensile creep in concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 21, Nr. 68, 1969, S. 151–158.

**Weibull 1939,**

Weibull, W.: A statistical theory of the strength of materials. Bericht; Stockholm, 1939.

**Wesche 1996,**

Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Volume 1, Bauverlag GmbH; Wiesbaden and Berlin, 1996.

**Wichmann et al. 2013**

Wichmann, H.-J.; Holst, A.; Budelmann, H.: Ein praxisgerechtes Messverfahren zur Bestimmung der Fasermenge und -orientierung im Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 108, Nr. 12, 2013, S. 822–834.

**Wille und Parra-Montesinos 2012**

Wille, K.; Parra-Montesinos, G. J.: Effect of Beam Size, Casting Method, and Support Conditions on Flexural Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 109, Nr. 3, 2012, S. 379–387.

**Willie und Naaman 2010**

Willie, K.; Naaman, A. E.: Bond stress-slip behavior of steel fibers embedded in ultra high performance concrete. In: V. Mechtcherine & M. Kaliske (Hrsg.): Proceedings of 18th European Conference on Fracture and Damage of Advanced Fiber-Reinforced Cement-Based Materials. Dresden, 2010, S. 99–111.

**Woo et al. 2005**

Woo, L. Y.; Wansom, S.; Ozyurt, N.; Mu, B.; Shah, S. P.; Mason, T. O.: Characterizing fiber dispersion in cement composites using AC-Impedance Spectroscopy. Cement and Concrete Composites, Vol. 27, Nr. 6, 2005, S. 627–636.

**Zerbino et al. 2016**

Zerbino, R. L.; Giaccio, G. M.; Monetti, D. H.; Torrijos, M. C.: Effect of beam width on the creep behaviour of cracked fibre concrete. Serna, P., Llano-Torre, A., Cavalaro, S. H. P. (Hrsg.): Proceedings of the International RILEM Workshop FRC-CREEP 2016, ISBN 9789402410013, Dordrecht, Niederlanden, 2016.

**Zhang 2003**

Zhang, J.: Modeling of the influence of fibers on creep of fiber reinforced cementitious composite. Composites Science and Technology, Vol. 63, Nr. 13, 2003, S. 1877–1884.

**Zhao et al. 2012**

Zhao, G.; Verstrynge, E.; Di Prisco, M.; Vandewalle, L.: Investigation on single fiber pullout and interfacial debonding mechanisms with acoustic emission techniques. In: Barros, J. A. O. (Hrsg.): 8th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (BEFIB 2012), ISBN 9782351581322, Guimaraes, Portugal, 2012.

**Zhao et al. 2015**

Zhao, G.; Di Prisco, M.; Vandewalle, L.: Experimental investigation on uniaxial tensile creep behavior of cracked steel fiber reinforced concrete. Materials and Structures, Vol. 48, Nr. 10, 2015, S. 3173–3185.

## Lebenslauf

### Persönliche Daten

Name	Daniele Casucci
Geburtsort	Figline Valdarno (Florenz), Italien
Staatsangehörigkeit	italienisch

### Berufliche Wedergang

Seit 09/2016	Testing and Technical Data bei Hilti AG in Schaan, Fürstentum Liechtenstein
10/2012 – 03/2017	Wissenschaftliche Mitarbeiter an der TU Kaiserslautern am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

### Hochschulausbildung

04/2010 – 10/2012	Master in Bauingenieurwesen, Vertiefrichtung „Strukturen“ an der Universität in Florenz
10/2006 – 04/2010	Bachelor in Bauingenieurwesen an der Universität in Florenz

### Schulausbildung

09/2000 - 07/2005	Wissenschaftliche Gymnasium „Benedetto Varchi“, Montevarchi, Italien
-------------------	--

